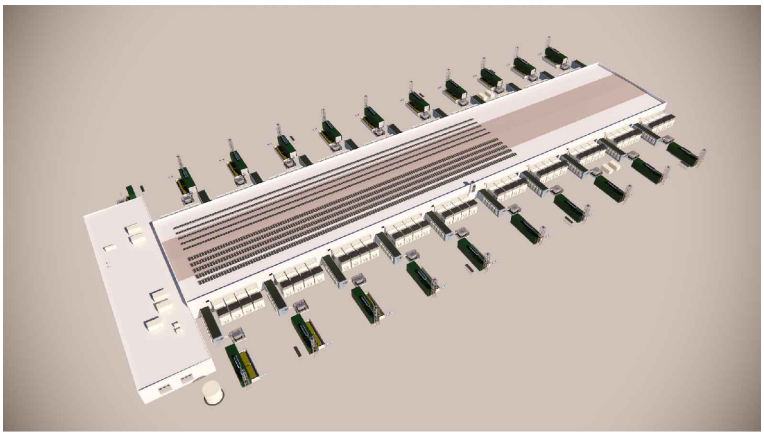
COMUNE di NOVIGLIO

Piazza Roma, 1 - 20082 Noviglio (MI)

COMMITTENTE

NOVIGLIO DATACENTERS MXP I S.R.L.

via Broletto, 35 - 20121 MILANO



PROGETTO ARCHITETTONICO
STARCHING

Ripa di Porta Ticinese 75 - 20143 MILANO
tel 0287283000 fax 0287283067 e-mail mailbox@starching.it
Via Cristoforo Colombo 456 - 00145 ROMA
tel 0657287146 fax 0657138081 e-mail
mailbox.roma@starching.it

GEOLOGO
SoilData
STUDIO ASSOCIATO

via Mario Greppi, 34/A - 23899 Robbiate (LC)
tel 0399280280 fax 0399289091 e-mail soildata@soildata.it

CONSULENTE ACUSTICO
TECNICAMBIENTE

Via Vincenzo Russo 9 - 20127 MILANO
tel/fax 0228040510 e-mail info@tecnicambiente.it

PROGETTO IMPIANTI
ARIATTA
INGEGNERIA DEI SISTEMI SPA

Via Elba, 12 - 20144 MILANO
tel 024990271 fax 024692845 e-mail ariatta@ariatta.it

CONSULENTE OPERE ESTERNE
Ingegneri Consulenti

Via Frua 22 - 20146 MILANO
tel 0248518862 e-mail info@ingegnericonsulenti.com

PROGETTO STRUTTURALE
Redesco
Structural
Engineering

Via Vincenzo Gioberti, 5 - 20123 MILANO
tel 024699020 fax 02436478 e-mail redesco@redesco.it

CONSULENTE PAESAGGIO
P'NV

Via Vincenzo Vela, 1 - 20133 MILANO
tel 0283548848 e-mail info@parcnouveau.com

PROGETTAZIONE ANTINCENDIO
AFC Srl
sicurezza a 360 gradi

Via Leon Battista Alberti, 6 - 20149 MILANO
tel/fax +39 0245479688 e-mail info@afcsrl.it

Oggetto: Istanza per il rilascio del Provvedimento Autorizzatorio Unico Regionale ai sensi dell'artt. 23 e 27 – bis del d.lgs. 152/2006 e degli artt. 4 e 5 della l.r. 2 febbraio 2010, n. 5.

COMUNE DI NOVIGLIO Frazione Santa Corinna
(in conformità al Piano Attuativo adottato con delibera del 14/12/2021)

Categoria		Emissione DATA	Vers.	Dis.	VERSIONE
RELAZIONE INVARIANZA IDRAULICA (HYDRAULIC INVARIANCE REPORT)		27/09/2024	00	MRGN	EMISSIONE
Elaborato n° CU119-VIA	SCALA -				
Nome file CU119-VIA-Inv_Hydr_Rep	Codice commessa P10424				
Controllato MNCR	Approvato ALCL				

Disegno di proprieta' dello Studio Starching S.r.l. - Tutti i diritti riservati a norma di legge.

NOVIGLIO data Centres MXPI
Noviglio

Hydraulic invariance report and storm water network

Relazione di Invarianza Idraulica e rete acque meteoriche

CU119-VIA-Inv_Hydr_Report

Revision N°	Revision Date	Issue Description	Dra.	Ver.App.
00	27/09/2024	VIA	SP	SP

Index/Indice

1 INTRODUCTION 5
2 NORMATIVE FRAMING 6
2.1 Hydraulic Invariance 6
2.2 First rainwater 6
3 PLUVIOMETRIC ANALYSIS 8
4 CRITERIA AND METHODS OF APPLICATION OF LR 12/2005 11
4.1 Hydraulic criticality 11
4.2 Maximum allowable values of the dischargeable storm flow rate to receptors 11
4.3 Definition of the mode of calculation of reservoir volumes 11
5 DESCRIPTION OF THE RESERVOIR AND DISPERSION SYSTEM 13
5.1 Geological features and infiltration capacity 13
5.2 Infiltrating basins 14
5.3 Filter drains 15
5.4 Leaky wells 18
5.5 First flush Water Treatment 18
6 HYDRAULIC INVARIANCE - MINIMUM VOLUMES 19
7 FLOOD LAMINATION PROCESS CALCULATION 21
7.1 Inflow rate Q_e 21
7.2 Outflow rate Q_u 22
7.3 Reservoir Equation 22
7.4 Calculation of reservoir volume T_R=50 years 23
7.5 Verification of the degree of safety for T_R=100 years) 23
7.6 Emptying Times 24
8 DRAINAGE SYSTEM 25
8.1 Pipe sizing - kinematic method 25
8.2 Roof downpipe column sizing 33
8.3 Gutter sizing 33
9 FIRST RAIN TREATMENT SYSTEM OF DRIVEWAY SURFACES 36
9.1 Calculation of first rain flow rate and volume 36
9.2 Sedimentation basin 36
9.3 Deoiling basin 36
10 TRANSFORMER WATER TREATMENT AND DISPERSION SYSTEM 37
10.1 Leakage well sizing 37
10.2 Deoiling system 38
11 WATER PURIFICATION PROCESSES THROUGH SUDS 40
11.1 Water purification processes 40
11.2 Groundwater vulnerability considerations 40
11.3 Pollution risk assessment 41

1 PREMESSA 44
2 INQUADRAMENTO NORMATIVO 45
2.1 Invarianza idraulica 45
2.2 Acque di prima pioggia 45
3 ANALISI PLUVIOMETRICA 47
4 CRITERI E METODI DI APPLICAZIONE DELLA LR 12/2005 50
4.1 Criticità idraulica 50
4.2 Valori massimi ammissibili della portata meteorica scaricabile nei ricettori 50
4.3 Definizione della modalità di calcolo dei volumi di invaso 50
5 DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI INVASO E DISPERSIONE 52
5.1 Caratteristiche geologiche e capacità di infiltrazione 52
5.2 Bacini infiltranti 53
5.3 Dreni filtranti 54
5.4 Pozzi perdenti 57
5.5 Trattamento delle acque di prima pioggia 58
6 INVARIANZA IDRAULICA - VOLUMI MINIMI 59
7 CALCOLO DEL PROCESSO DI LAMINAZIONE 60
7.1 Portata in ingresso Qe 60
7.2 Portata in uscita Qu 61
7.3 Legge di invaso 61
7.4 Calcolo del volume di invaso (T_R = 50 anni) 62
7.5 Verifica del grado di sicurezza per TR=100 anni 62
7.6 Tempi di svuotamento 63
8 RETE DI DRENAGGIO 64
8.1 Dimensionamento tubazioni – metodo cinematico 65
8.2 Dimensionamento pluviali 71
8.3 Dimensionamento canalette 72
9 SISTEMA DI TRATTAMENTO DI PRIMA PIOGGIA SUPERFICI CARRABILI 73
9.1 Calcolo della portata e del volume di prima pioggia 74
9.2 Vasca di sedimentazione 74
9.3 Vasca di disoleazione 74
10 SISTEMA DI TRATTAMENTO E DISPERSIONE ACQUE DEI TRASFORMATORI 76
10.1 Dimensionamento pozzo perdente 76
10.2 Trattamento di disoleazione 77
11 PROCESSI DI DEPURAZIONE DELLE ACQUE ATTRAVERSO I SUDS 79
11.1 Processi di depurazione delle acque nei SuDs 79
11.2 Considerazioni sulla vulnerabilità della falda 79
11.3 Valutazione del rischio di inquinamento 80

FIGURE INDEX/ INDICE DELLE FIGURE

Figure 1 – Image taken from ARPA Lombardy portal for determination of project hydrological parameters.... 9
Figure 2 – Signal lines of rainfall possibilities.... 10
Figure 3 – excerpt from Annex C of Regional Regulation 7/2017.... 11
Figure 4 – Location of double-loop infiltrometric tests.... 14
Figure 5 – Examples of stormwater detention and infiltration basins. Sources: Susdrain (sx), Bluegrass Landscaping&Maintenance (dx).... 15
Figure 6 – examples of filter drains, Source: The Suds Manual.... 16
Figure 7 – filter drain scheme, Source: The Suds Manual.... 16
Figure 8 – Typological section of road drainage with dual-pipe filter drainage.... 17
Figure 9 – Typological section of road drainage with single-pipe driveway filter drainage.... 17
Figure 10 – Schematization of infiltration surface well.... 18
Figure 11 – representation scheme 1 (CU140).... 28
Figure 12 – representation scheme 2 (CU140).... 29
Figure 13 – representation scheme 3 (CU140).... 30
Figure 14 – representation scheme 4 (North-eastern loading bay) (CU140).... 31
Figure 15 – representation scheme 5 (CU140).... 32
Figure 16 – infiltration well scheme according to Sieker.... 38
Figure 17 – example of typical installation.... 39
Figura 18 – Immagine tratta dal portale ARPA Lombardia per la determinazione dei parametri idrologici di progetto.... 48
Figura 19 – Linee segnalatrici di possibilità pluviometriche.... 49
Figura 20 – stralcio allegato C del Regolamento Regionale 7/2017.... 50
Figura 21 – Ubicazione prove infiltrometriche a doppio anello.... 53
Figura 22 – esempi di bacini di detenzione e infiltrazione delle acque meteoriche. Fonti: Susdrain (sx), Bluegrass Landscaping&Maintenance (dx).... 54
Figura 23 – esempi di dreni filtranti, Fonte: The Suds Manual.... 55
Figura 24 – schema di dreno filtrante, Fonte: The Suds Manual.... 55
Figura 25 – sezione tipologica di drenaggio stradale con dreno filtrante a doppia tubazione non carrabile.. 56
Figura 26 – sezione tipologica di drenaggio stradale con dreno filtrante carrabile a singola tubazione.... 56
Figura 27 – Schematizzazione pozzo superficiale d'infiltrazione.... 57
Figura 28 – rappresentazione schema 1 (TAV. CU140).... 67
Figura 29 – rappresentazione schema 2 (TAV CU140).... 68
Figura 30 – rappresentazione schema 3 (TAV. CU140).... 69
Figura 31 – rappresentazione schema 4 (baia nord-est) (TAV. CU140).... 70
Figura 32 – rappresentazione schema 5 (TAV. CU140).... 71
Figura 33 – schema di pozzo di infiltrazione secondo Sieker.... 77
Figura 34 – esempio di installazione tipo 78

1 INTRODUCTION

This technical report illustrates the hydraulic aspects related to the construction of the stormwater network of a new private complex forming part of the Transformation Area No. 01 in the Municipality of Noviglio (MI), Santa Corinna district, near the border with the municipal territory of Binasco. The total extension of the AdT is about 19.3 ha, part of which will be transferred to the municipality. In this report, the topics discussed, related to the sizing of the hydraulic works of the private area only (about 15.5 ha), will illustrate the sizing of the drainage network and the stormwater disposal system according to current regulations: Regional Law March 11, 2005, No. 12 "Law for the Government of the Territory," Regional Law March 15, 2016, No. 4 "Revision of the regional regulations on soil defence, prevention and mitigation of hydrogeological risk and management of water courses," Regional Regulation November 23, 2017, No. 7 "Criteria and methods for compliance with the principle of hydraulic and hydrological invariance pursuant to Article 58 bis of Regional Law No. 12 of March 11, 2005 (Law for the Government of the Territory)," published in the Supplement to the Official Bulletin of the Region of Lombardy of November 27, 2017, No. 48, as amended and supplemented by r.r. No. 7 of 2018 and No. 8 of 2019.

The report is divided into the following main topics:

- regulatory framework;
- hydraulic invariance: design solutions of reservoir and water disposal;
- drainage network;
- water treatment systems affected by accidental hydrocarbon spills;
- water system treatment through adopted sustainable urban drainage solutions.

2 NORMATIVE FRAMING

2.1 Hydraulic Invariance

The reference document for stormwater management and disposal in the Lombardy Region is Regional Regulation 7/2017 (henceforth referred to as RR or Regulation for brevity) amended and supplemented by R.R. No. 7 of 2018 and No. 8 of 2019, which sets out in detail the criteria and methods of application of Regional Law 12/2005 regarding the principles of hydraulic and hydrological invariance.

Article 3 of the RR states that:

a) The interventions required to comply with the hydraulic and hydrological invariance referred to in Article 58 bis, paragraph 2, of Regional Law 12/2005 (Law for the Government of the Territory) are specified in the following paragraphs. Some of the interventions referred to in the previous period are represented in the sample schemes in Annex A.
b) Within the scope of building interventions referred to in Presidential Decree No. 380 of June 6, 2001 (Single text of legislative and regulatory provisions on construction), the following interventions are subject to the application of these regulations:
    a. [...]
    b. of new construction, as defined by Article 3, paragraph 1, letter e), of Presidential Decree 380/2001, including extensions; elevations that do not increase the covered area of the building are excluded; [...]

Finally, the definitions of hydraulic and hydrological invariance, as contained within L.R. 12/2005 and taken up in Article 2 of the Regulations, are given:

- hydraulic invariance. Principle whereby maximum storm runoff discharged from urbanized areas into natural or artificial downstream receptors is not greater than that which existed prior to urbanization;
- hydrological invariance. Principle according to which both flow rates and volumes of meteoric runoff discharged from urbanized areas into downstream natural or artificial receptors are not greater than those pre-existing at urbanization.

2.2 First rainwater

The treatment of first rain waters in the Lombardy Region is regulated by Regional Regulation 4/2006, which in Article 2 defines them as "those corresponding, in the first part of each meteoric event, to a precipitation of 5 mm uniformly distributed over the entire draining surface served by the rainwater collection network." Recourse was also made to the document The regulation of first and second rain waters according to Regional Regulation 4/2006, produced by the Province of Lecco as a useful interpretative tool of the aforementioned regulation.

Pursuant to the current national and regional regulations on the treatment of first rainwater, the regulatory obligation to treat first rainwater exiting from planned driveways involves, according to Art. 3 of Regional Regulation 24.03.2006 No. 4, the following cases.

"The formation, conveyance, separation, collection, treatment and discharge of first rain water shall be subject to the provisions of these regulations if such water comes:

a. from draining surfaces exceeding 2,000 square meters, calculated excluding roofing and green areas, constituting appurtenances of buildings and installations where the following activities are carried out:
    1. *oil industry;*
    2. *chemical industries;*
    3. *metal treatment and coating;*
    4. *tanning and dyeing of hides and skins;*
    5. *pulp, paper and paperboard production;*
    6. *tire manufacturing;*
    7. *textile companies performing printing, dyeing and finishing of textile fibers;*

8. *concrete production;*
9. *intermodal areas;*
10. *auto repair shops;*
11. *body shops;*

b. from the draining surfaces constituting appurtenances of buildings and installations in which the activities of waste storage, waste collection and/or processing centre, scrap yard and storage of vehicles for demolition are carried out;
c. from the draining surfaces intended for the loading and distribution of fuels and related and complementary operations at points of sale of motor vehicle service stations;
d. from the draining surfaces specifically or even occasionally intended for the storage, loading, unloading, transferring and handling in general of the substances listed in Tables 3/A and 5 of Annex 5 to Legislative Decree 152/1999."

The only areas affected by the aforementioned restriction (as included within Article 3, paragraph 1, letter d) of RR 4/2006) are, in this case, the surfaces of the external roads near the emergency generators where accidental hydrocarbon spills might occur during generator refueling operations. Therefore, in this case, the separation of first flush rainwater has been planned, followed by intermittent treatment (sand settling + oil separation) and subsequent discharge into the public sewer system (black water).

The collection tanks located beneath the transformers of building 1 only, designated for the collection of any hydrocarbon spills, represent runoff surfaces also affected by the collection of stormwater, which are not included within Article 3 of RR 4/2006 and are therefore not subject to the obligation of separating first flush rainwater. However, as indicated in Article 5 of the same regulation, they should be treated as follows:

"Stormwater runoff from surfaces contaminated with hydrocarbons of mineral origin, as an alternative to the separation of first rainwater referred to in paragraph 2, may be treated in plants with continuous operation, designed on the basis of the maximum flow rate estimated in connection with the meteorological events referred to in paragraph 3, subject to compliance with the emission limit values referred to in Article 7, paragraph 1."

The collection tanks located beneath the transformers of building 2 do not require any treatment as they are equipped with canopies that protect them from stormwater and because they are intended for transformers of a different type, for which there is no risk of hydrocarbon spills.

3 PLUVIOMETRIC ANALYSIS

Rainfall volumes are calculated from the rainfall analysis by obtaining the Rainfall Possibility Signaling Line related to the area of interest from Arpa Lombardia's STRADA project database.

The Pluviometric Possibility Signaling Lines (LSPPs), also known as rainfall or climate possibility curves, are an application tool aimed at the prediction and determination of intense precipitation events useful for the identification of the major stresses on the hydraulic system considered, depending on location and return time.

For the territory under consideration, located in the Lombardy region, it is possible to use data provided by ARPA Lombardia. ARPA Lombardia, as part of the STRADA project, on the basis of observations of annual maximum rainfall of fixed durations of 1, 2, 3, 6, 12 and 24 hours for 105 mechanical stations of the National Hydrographic and Mareographic Service, carried out a statistical characterization activity of the regional territory by means of a scale-invariant model according to the GEV (Generalized Extreme Value) probabilistic distribution, which produced the parameterization of the LSPPs on 69 instrumented points and from these on the whole regional territory by means of geostatistical extrapolation techniques; this service, which is being continuously updated, is currently operational and accessible on a web-gis platform on ARPA's institutional website (http: //iris. arpalombardia.it/).

The amount of precipitation (expressed in terms of height) that goes to stress the system, which is highly variable in time and space, can only be considered as a random variable that, therefore, must be estimated in relation to a level of probability "P" that it has of not being exceeded, or rather in relation to a period of time (return time) that elapses on average between two events in which the value of that rainfall height, of assigned duration, is exceeded:

$$T = \frac{1}{1-P}$$

LSPPs, each of which is obtained at a preordained return time T, describe the random variable "maximum annual precipitation height of assigned duration" and are typically approximated by expressions such as:

$$h = a_1 \cdot w_T \cdot D^n$$

$$w_T = \varepsilon + \frac{\alpha}{k}\left\langle 1 - \left[\ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right]^k \right\rangle$$

in which h is the rainfall height, D is the duration, a_1 is the hourly rainfall coefficient, w_T is the probabilistic coefficient related to the return time T, n is the exponent of the curve (scaling parameter), α, ε, k are the parameters of the GEV probabilistic laws adopted. By selecting the area of interest within the ARPA Lombardy SIT, the specific vectors can be queried, obtaining the parameters to be included within the rainfall possibility equation indicated above.

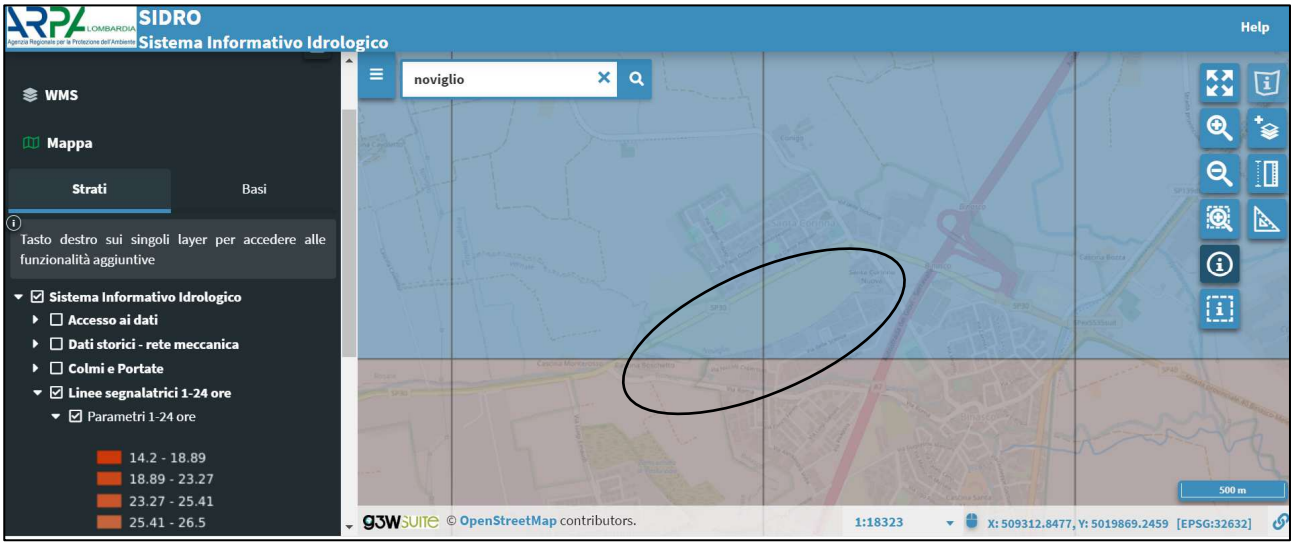


Figure 1 – Image taken from ARPA Lombardy portal for determination of project hydrological parameters.

Since the area under consideration falls within No. 2 distinct cells, the rainfall parameters of both cells were averaged, obtaining the following values:

A1 - Hourly rainfall coefficient	28.20
N – Scale Coefficient	0.3004
GEV - parameter alpha	0.2951
GEV - parameter kappa	-0.0642
GEV - parameter epsilon	0.8094

Application of the previous parameters gives the values of a and n as a function of return time, specific to the areas of interest (*Table 1*).

Tr	2	5	10	20	50	100	200
a	25.91	35.92	42.97	50.05	59.72	67.35	75.30
n	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30

Table 1 - Summary table of parameters a and n as a function of return time for hourly precipitation.

Since $a = a_1 w_T$

Thus the parameters a and n of the rainfall possibility law are available in the form:

$$h = a D^n$$

from which the flow rates generated by events characterized by a predetermined return time can be derived, and from which the volume to be made available for reservoir can be estimated.

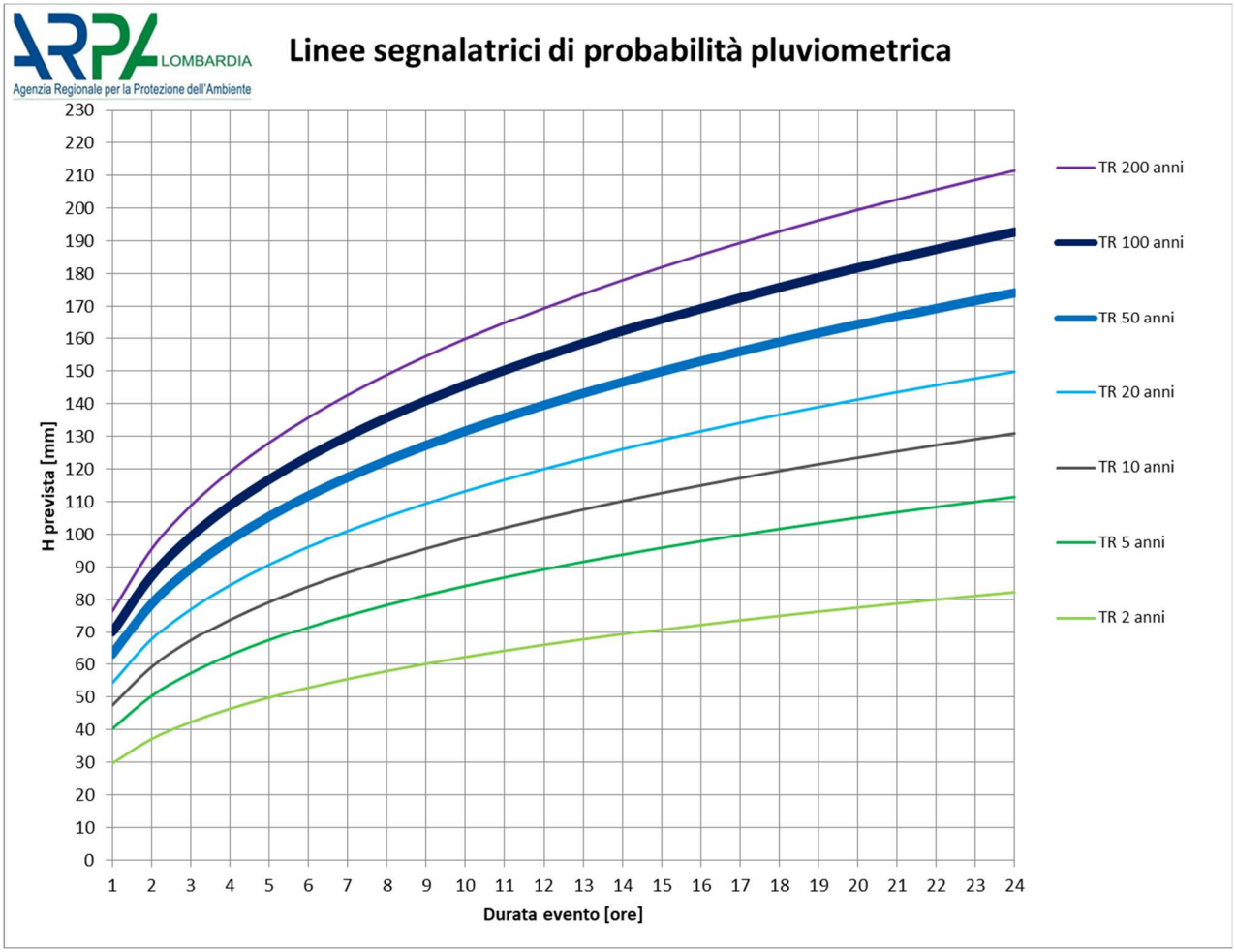


Figure 2 – Signal lines of rainfall possibilities

The parameters in *Table 1* refer to rainfall durations of more than one hour, while it is known that critical events for sewer and drainage networks on the scale of that in the project have durations of less than one hour (events defined as "downpours").

For durations of less than one hour, the Regulations suggest adopting, in the absence of specific data, all the parameters given by ARPA except the parameter n for which the value n=0.50 is given, in adherence to the standards suggested in the technical hydrological literature.

4 CRITERIA AND METHODS OF APPLICATION OF LR 12/2005

4.1 Hydraulic criticality

According to Paragraph 3 of Article 7 of the Regulations, the entire regional territory has been divided into different areas according to the level of hydraulic criticality of the basins of the receiving streams. These areas are as follows:

- areas A, high hydraulic criticality: areas that include the territories of municipalities, listed in Annex C, falling, even partially, in the catchment areas listed in Annex B;
- areas B, or medium hydraulic criticality: areas that include the territories of municipalities, listed in Annex C, not included in areas A and falling, even partially, within the drainage and Irrigation districts;
- areas C, or low hydraulic criticality: areas that include the territories of municipalities, listed in Annex C, not falling within areas A and B.

Consultation of Annex C shows that the municipality of Noviglio falls in hydraulic criticality area B.

NOVEDRATE	CO	A
NOVIGLIO	MI	B
NUVOLENTO	BS	B

Figure 3 – excerpt from Annex C of Regional Regulation 7/2017

In any case, since according to paragraph 5 of the same article, "*Regardless of the territorial location, Lombard areas included in municipal PGT as transformation areas or even as implementation plans provided for in the plan of rules*" are also subject to the limitations set out in these regulations for areas A referred to in paragraph 3, the intervention in question must comply with the limitations imposed for areas A (high criticality).

4.2 Maximum allowable values of the dischargeable storm flow rate to receptors

Article 8 (Maximum Allowable Values of Stormwater Flow Discharge to Receptors) of the RR states the following:

"1. Discharges into the receptor shall be limited through the adoption of measures to contain the extent of discharged flows within values compatible with the hydraulic capacity of the receptor itself and in any case within the following maximum allowable values (Ulim):

a) *for areas A referred to in paragraph 3 of Article 7: 10 l/s per hectare of impermeable drainage area of the intervention;*
b) *for areas B referred to in paragraph 3 of Article 7: 20 l/s per hectare of impermeable draining area of the intervention;*
c) *for areas C referred to in paragraph 3 of Article 7: 20 l/s per hectare of impermeable draining area of the intervention.*

2. The operator of the receptor may impose more restrictive limits than those referred to in paragraph 1 if the hydraulic capacity of the receptor itself is limited or for the purpose of the functionality of the wastewater collection and treatment system. [...]".

4.3 Definition of the mode of calculation of reservoir volumes

Pursuant to Article 9 of R.R. No. 7/2017, *"for the purposes of identifying the different ways of calculating the volumes to be managed for compliance with the principle of hydraulic and hydrological invariance, the interventions (omissis) requiring measures of hydraulic and hydrological invariance are divided into the classes in Table 1, depending on the area affected by the intervention, (omissis). For the purpose of defining the area affected by the intervention, the same shall be considered in its unity and cannot be fractionated."*

CLASSE DI INTERVENTO		SUPERFICIE INTERESSATA DALL'INTERVENTO	COEFFICIENTE DEFLUSSO MEDIO PONDERALE	MODALITÀ DI CALCOLO AMBITI TERRITORIALI (articolo 7)	
				Aree A, B	Aree C
0	Impermeabilizzazione potenziale qualsiasi	≤ 0,03 ha (≤ 300 mq)	qualsiasi	Requisiti minimi articolo 12 comma 1	
1	Impermeabilizzazione potenziale bassa	da > 0,03 a ≤ 0,1 ha (da > 300 mq a ≤ 1.000 mq)	≤ 0,4	Requisiti minimi articolo 12 comma 2	
2	Impermeabilizzazione potenziale media	da > 0,03 a ≤ 0,1 ha (da > 300 a ≤ 1.000 mq)	> 0,4	Metodo delle sole piogge (vedi articolo 11 e allegato G)	Requisiti minimi articolo 12 comma 2
		da > 0,1 a ≤ 1 ha (da > 1.000 a ≤ 10.000 mq)	qualsiasi		
		da > 1 a ≤ 10 ha (da > 10.000 a ≤ 100.000 mq)	≤ 0,4		
3	Impermeabilizzazione potenziale alta	da > 1 a ≤ 10 ha (da > 10.000 a ≤100.000 mq)	> 0,4	Procedura dettagliata (vedi articolo 11 e allegato G)	
		> 10 ha (> 100.000 mq)	qualsiasi		

In the case at hand, since it is a total area (private area) greater than 10 ha, the work, according to the above table attached to R.R. No. 7/2017, falls among those for which the class of intervention with high potential waterproofing is defined.

The calculation method for verifying the volume of hydraulic invariance requires, pursuant to Article 9 of R.R. No. 7/2017, the detailed procedure set forth in Article 11 and Annex G of the aforementioned R.R. No. 7/2017.

However, this volume must be greater than the minimum volume of reservoir provided for in Regional Regulation November 23, 2017 - No. 7 "Regulation on criteria and methods for compliance with the principle of hydraulic and hydrological invariance pursuant to Article 58 bis of Regional Law No. 12 of March 11, 2005 (Law for the Government of the Territory)," as amended and supplemented by R.R. No. 7 of 2018 and No. 8 of 2019 in paragraphs 2. and 3. of Art.12. The following is the excerpt:

"2. In the case of interventions classified as low potential sealing, regardless of the criticality of the territorial scope in which they fall, and in the case of interventions classified as medium or high potential sealing and falling within the territorial scope of low criticality, without prejudice to the practitioner's right to adopt the rainfall-only calculation procedure or the detailed calculation procedure described in Annex G, the minimum requirement to be met consists of the construction of one or more lamination reservoirs, however configured, sized by adopting the following parametric values of the minimum volume of the reservoir, or of the set of reservoirs, of lamination:

a) *for areas A of high hydraulic criticality referred to in Article 7: 800 cubic meters per hectare of impermeable drainage area of the intervention;*
b) *for areas B of medium hydraulic criticality referred to in Article 7: 500 cubic meters per hectare of impermeable draining area of the intervention;*
c) *for areas C of low hydraulic criticality referred to in Article 7: 400 cubic meters per hectare of impermeable draining area of the intervention.*

3. The volumes referred to in paragraph 2 are also to be adopted in the case of interventions classified as having medium or high potential imperviousness and falling within the territorial areas of high and medium criticality, if the volume resulting from the calculations referred to in Article 11, paragraph 2, letter e), were smaller."

Finally, according to the provisions of Article 11 paragraph 2 letter e) *<< Where these regulations are implemented through the construction of infiltration structures only, and therefore no discharges to receptors are envisaged, the minimum requirement in Article 12, paragraph 2, shall be reduced by 30 percent, provided that the sizing calculations of the infiltration structures are based on permeability tests, attached to the project, meeting the requirements set out in Annex F. This reduction shall not apply in the case where the minimum requirement in Article 12, Paragraph 2 is adopted, thus not applying the rainfall-only or detailed>> calculation procedure.*

5 DESCRIPTION OF THE RESERVOIR AND DISPERSION SYSTEM

The concept of hydraulic invariance presupposes the implementation, in areas that will experience a loss of permeability as a result of the planned transformations, of interventions whose purpose is to keep the surface runoff flowing outward unchanged. This can be achieved by facilitating, where possible, the infiltration into the ground of water volumes in excess, compared to pre-transformation conditions, or by laminating flow rates. The latter case is operated by creating temporary storage tanks, whose function is to retain the water that flows to the surface during rain events, and then gradually release it at a predetermined flow rate.

There are mainly four types of interventions to achieve hydrological-hydraulic invariance:

a. permeable or impermeable lamination ponds;
b. lowered green areas/detention basins;
c. drainage trenches;
d. filter wells.

In general, in the choice of interventions to be implemented for stormwater management, those of a natural type, which allow a multifunctional use of the work; in other words, Sustainable Urban Drainage Systems (SuDs) are to be preferred wherever possible.

5.1 Geological features and infiltration capacity

From a geological point of view, the area of interest is set in a Quaternary fluvioglacial and fluvial depositional context, characterized by a sub-flat morphology, slightly sloping towards the southeast. the Territorial Government Plan (PGT) of the Municipality of Noviglio identifies how the area of interest is set on fluvioglacial soils predominantly sandy-gravel.

From consultation of the "Environmental report and analysis of the geological component" prepared by Dr. Geologist Paolo Mauri of Ambiente spa on October 2020, during which a campaign of Geological-geotechnical investigations was carried out, it was possible to divide the subsoil of the area under investigation into the following horizons:

- *Horizon 1 - superficial*
  Horizon of loose granular deposits, consisting of cropland and sandy-loamy/loamy-sandy soil with the presence of plant matter up to depths between 0.6 and 1.0 m from country plan. and, below that, of sands with alternating silty and gravelly levels, with rare pebbles, up to depths generally between 3.0 and 4.0m, up to a maximum of 5.5m from c.p.
- *Horizon 2 - intermediate*
  Horizon of moderately thickened granular deposits, consisting mainly of medium and fine weakly silty sands, with local occurrence of gravelly levels, identified up to depths mostly between 8.5 and 10m from c.p.
- *Horizon 3 - deep*
  Horizon of moderately thickened granular deposits, consisting of a monotonous succession of medium and fine weakly silty sands identified up to the maximum depths investigated (20m).

During the investigation campaign carried out in October-November 2022, which is presented in detail in the geological report, double-loop infiltrometric tests were carried out at three different locations in the area of interest (shown in Figure 4), which returned calculated hydraulic conductivity values ranging from 2.03 x 10^{-5} m/s to 9.59 x 10^{-6} m/s, recorded in the K1 and K2 tests, respectively. Infiltrometric test K3 returned a calculated hydraulic conductivity of 1.21 x 10-5 m/s. An average reference value of 1.5 * 10^{-5} m/s is deduced. Localized reductions in the permeability value occurred during the ring tests, conditioned by the non-negligible silty percentage present on the surface.

Figure 4 – Location of double-loop infiltrometric tests

On the basis of the above considerations, we arrived at a design configuration for drainage, storage and disposal of stormwater based on mixed infiltration-type solutions, in which the most important elements consist of detention and infiltration basins, similar to the example shown in *Figure 5*, filtering drains (*Figure 6*) and leaking wells.

In any case, it is necessary to point out that the new areas will rise in embankment with respect to the ground level elevation present in the existing state, so it will be advisable to provide, if the bottom elevation of the infiltration works (in particular the basins) is higher than the current ground level elevation, soils that guarantee good permeability. In addition, in correspondence with the areas where the infiltrating basins are planned to be placed, the first 20 cm of the present soil will be excavated, and then deep tillage (60 cm) of the underlying soil will be carried out by means of subsoilers to facilitate deep drainage of water. The topsoil, which will form the bottom of the basins, will be mixed with sand and gravel to improve its drainage characteristics.

The main constraint to be taken into account in defining the technologies to be adopted for stormwater disposal turns out to be the presence of the water table at an elevation of 97.90 m above sea level.

5.2 Infiltrating basins

Based on the above considerations, a design configuration for stormwater storage and disposal was arrived at based on infiltration-type solutions consisting of detention and infiltration basins, similar to the example shown in *Figure 5*.

Figure 5 – Examples of stormwater detention and infiltration basins. Sources: Susdrain (sx), Bluegrass Landscaping&Maintenance (dx)

Infiltration basins are areas shaped in such a way as to create small reservoirs, generally less than 1 m deep, whose function is to momentarily accumulate and dispose of by infiltration the runoff produced by an impermeable surface. The most suitable soils are sandy soils with the presence of coarse gravel as they facilitate drainage and prevent the formation of waterlogging. In order to maintain the high permeability of the basin over time, the presence of hardy herbaceous plant essences such as, for example, some varieties of Festuca Arundinacea, Lolium Perenne and Poa Pratensis (Manual on good practices for the use of sustainable urban drainage systems, Masseroni, Massara, Gandolfi, Bischetti) are of fundamental importance. However, it is also possible to envisage the inclusion of shrub species (Cornus sanguinea, Frangula alnus, Salix purpurea, Viburnum opulus) and/or trees (Amelanchier laevis 'Service berry', Acer rubrum) to increase the landscape value and biodiversity of the area.

Specifically, therefore, it is planned to build 6 permeable-bottomed, vegetated and shallow detention basins used for temporary surface storage of cover water and part of the water coming from the internal roads, having a bottom elevation at 98.90 m above sea level, 80 cm high banks (up to the top elevation of 99.70 m above sea level) sloping at 45°, and the following areas:

- Basin 1, located in the north-western quadrant, with a base area of about 3100 m^2;
- Basin 2, located in the north-eastern quadrant, of 2000 m^2;
- Basin 3, located in the south-western quadrant, of 3800 m^2;
- Basin 4, located in the south-eastern quadrant, of 5800 m^2.
  (These four connected two by two, 1 and 2, 3 and 4, by a 400 mm diameter pipeline).
- Basins 5 and 6, used for the disposal of water from the loading bays, with an area of about 300 m^2 each.

Considering, for the four main basins, a safety clearance of about 10 cm, and thus a maximum overflow of 70 cm, and for the two smaller basins, a maximum drawdown of 40 cm, **the total invadable volume is about 10,900 m^3**.

5.3 Filter drains

For the drainage of stormwater from the internal roadway, filter drains are planned to be installed on the outer edge of the roadbed, example images of which are shown in *Figure 6*.

Figure 6 – examples of filter drains, Source: The Suds Manual

Filter drains are linear elements made for the purpose of promoting the infiltration of road runoff volumes through the top surface and their subsequent filtration into the subsoil through the sides and bottom of the trench. This type of infiltrating solution is capable of removing a wide range of stormwater pollutants through mechanisms of absorption, precipitation, filtration chemical and bacterial degradation. The main cause of damage to this type of artifacts is vehicles leaving the roadway and dispersing the filtering material; barriers such as bollards or cyclopean boulders can be used to prevent traffic from passing or parking on the filtering drainage. Finally, inspection sumps spaced for a maximum of 80 to 90 m should be provided along the linear development of these structures, so that the pipes can be cleaned with jets of water if necessary.

Filter drains consist of trench excavations, usually rectangular in cross-section, filled with natural gravelly and sandy inert material with high permeability. To prevent clogging of the drainage body by fine parts, the excavation will be completely covered with layers of nonwoven fabric.

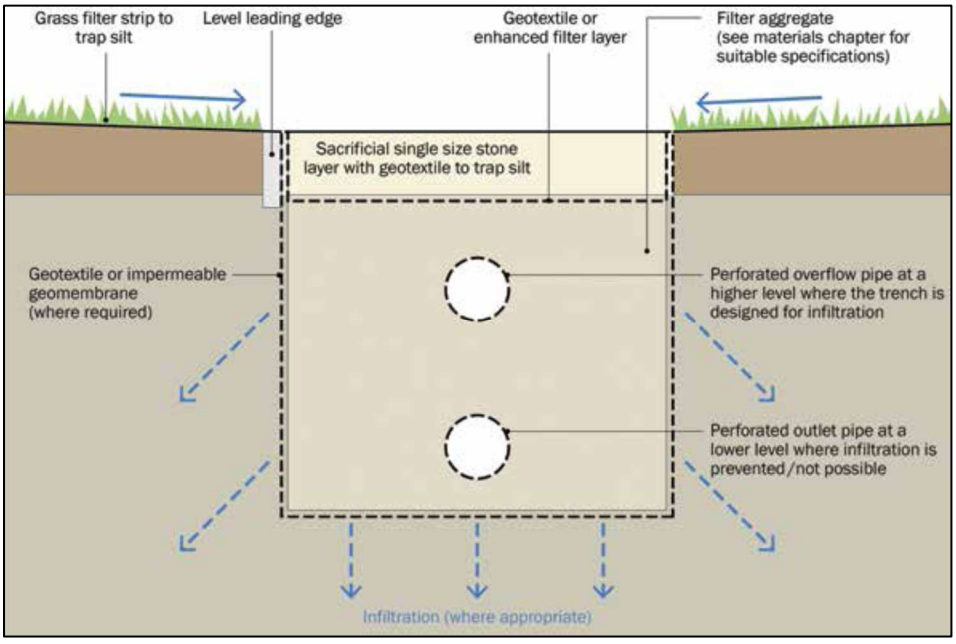

Grass filter strip to trap silt
Level leading edge
Geotextile or enhanced filter layer
Filter aggregate (see materials chapter for suitable specifications)
Sacrificial single size stone layer with geotextile to trap silt
Geotextile or impermeable geomembrane (where required)
Perforated overflow pipe at a higher level where the trench is designed for infiltration
Perforated outlet pipe at a lower level where infiltration is prevented/not possible
Infiltration (where appropriate)

Figure 7 – filter drain scheme, Source: The Suds Manual

The drains adopted in this project are divided into three types;

- double-pipe filter drains: larger in size, present only on the outer edge of the perimeter roadway, they will be characterized by a cross-section height of about 1.64 m and a width of about 1.20 m and equipped with a pair of filter drains (perforated concrete pipes): the deepest pipe, with an internal diameter of 300 mm, positioned at the base of the trench, will transport water along the entire drainage

structure to make its operation uniform; the shallowest pipe, always with a diameter of 300 mm, will act as an overflow for the trench by pouring any water in it into the drainage network and thus to the nearest detention basin;

- driveable double-pipe filter drains: positioned on the outer edge of the perimeter roadway; unlike the previous case, they will be equipped with self-locking screeds sufficiently spaced to facilitate water drainage and make them simultaneously driveable. They will be characterized by a cross section similar to the previous one and equipped, again, with a pair of filter drains (perforated concrete pipes), having the same functions as in the previous case;
- driveable single-pipe filter drains (*Figure 9*): smaller in size than the previous one, they will, however, be placed on both edges of the road that crosses the subdivision transversely; self-locking screeds sufficiently spaced to facilitate water drainage and make them simultaneously driveable. They will be characterized by a 1.00 m x 1.00 m cross section and equipped with a single perforated pipe in of 300 mm internal diameter.

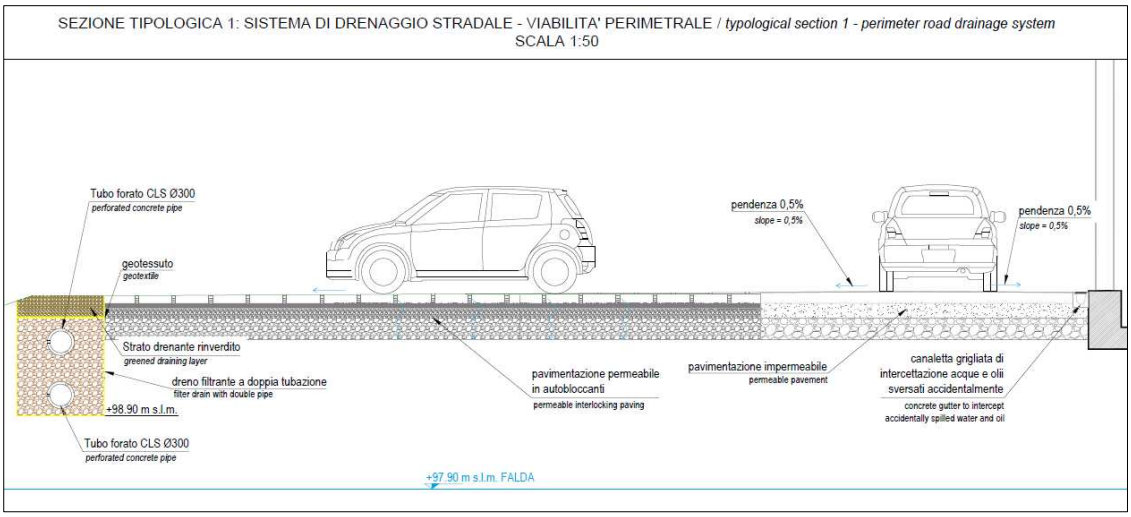

SEZIONE TIPOLOGICA 1: SISTEMA DI DRENAGGIO STRADALE - VIABILITA' PERIMETRALE / typological section 1 - perimeter road drainage system
SCALA 1:50
Tubo forato CLS Ø300
perforated concrete pipe
geotessuto
geotextile
Strato drenante rinverdito
greened draining layer
dreno filtrante a doppia tubazione
filter drain with double pipe
+98.90 m s.l.m.
Tubo forato CLS Ø300
perforated concrete pipe
pavimentazione permeabile in autobloccanti
permeable interlocking paving
pendenza 0,5%
slope = 0,5%
pavimentazione impermeabile
permeable pavement
pendenza 0,5%
slope = 0,5%
canaletta grigliata di intercettazione acque e olii sversati accidentalmente
concrete gutter to intercept accidentally spilled water and oil
+97.90 m s.l.m. FALDA

Figure 8 – Typological section of road drainage with dual-pipe filter drainage

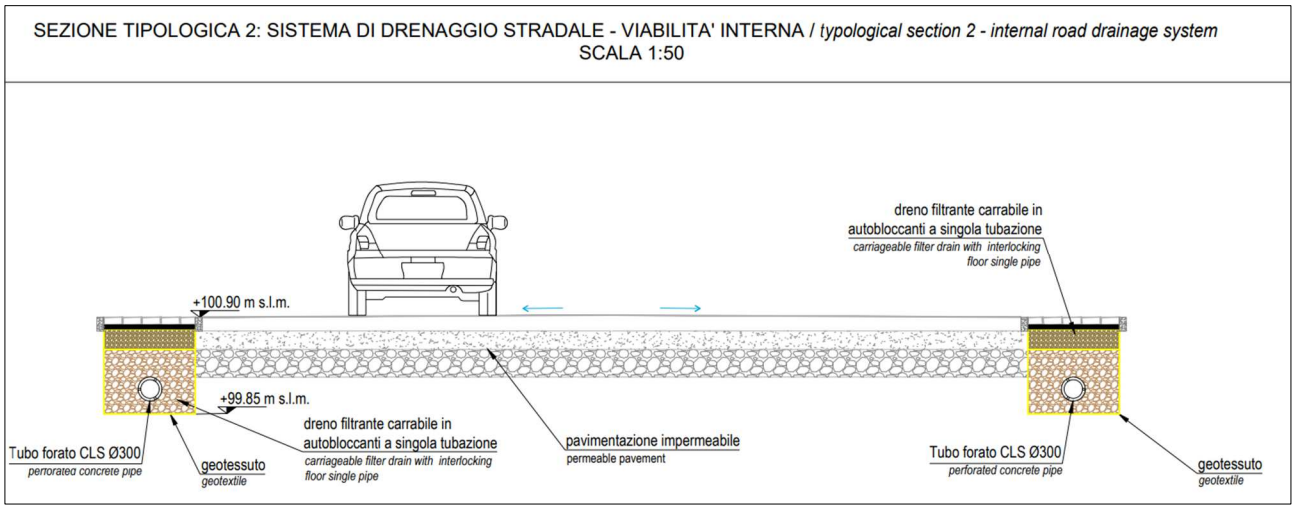

SEZIONE TIPOLOGICA 2: SISTEMA DI DRENAGGIO STRADALE - VIABILITA' INTERNA / typological section 2 - internal road drainage system
SCALA 1:50
dreno filtrante carrabile in autobloccanti a singola tubazione
carriageable filter drain with interlocking floor single pipe
+100.90 m s.l.m.
+99.85 m s.l.m.
Tubo forato CLS Ø300
perforated concrete pipe
geotessuto
geotextile
dreno filtrante carrabile in autobloccanti a singola tubazione
carriageable filter drain with interlocking floor single pipe
pavimentazione impermeabile
permeable pavement
Tubo forato CLS Ø300
perforated concrete pipe
geotessuto
geotextile

Figure 9 – Typological section of road drainage with single-pipe driveway filter drainage

Thus, considering the presence of these artifacts as well, an additional contribution to the storage capacity of the water disposal system of about 1100 m^3 can be calculated.

The different infiltration solutions are designed to keep the base more than 1 meter away from the water table in order to:

- minimize the risk of contamination by stormwater;
- reduce the risk of groundwater level rise during rainfall events, resulting in a reduction in useful volume;

- ensure sufficient unsaturated area between the trench/basin and the aquifer to maximize infiltration capacity.

5.4 Leaky wells

This design solution has been adopted for the disposal of stormwater, following oil separation treatment, which may potentially be affected by accidental hydrocarbon spills from the collection tanks located beneath the transformers within the yards of building 1 (the transformers in building 2, being of a different type, are instead equipped with a canopy, and the oil collection tanks are therefore not affected by stormwater).

The technique of leaking wells (or also called seepage wells) is suitable for the case of soils that are generally not very permeable and can be used for small-scale interventions.

From a construction point of view, infiltration wells consist of a conduit, without a bottom, that penetrates vertically, below the soil surface, so as to affect particularly absorbent layers. They consist of a set of fenestrated rings made of vibrocompressed concrete that can be stacked on top of each other using a system called "tumbling." A layer of crushed stone/gravel, also arranged in rings, is placed around the perforated wall of the well, for a thickness in the horizontal direction of about 50-100 cm and of increasing grain size proceeding toward the walls of the well, so as to facilitate the outflow of water and prevent clogging of the dispersing holes. A layer of "nonwoven fabric" can be placed between the surrounding drain and the well to prevent possible occlusions and thus change the filtering capacity.

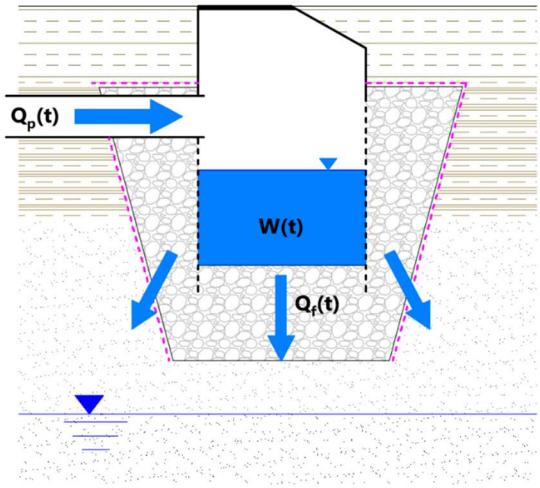


Figure 10 – Schematization of infiltration surface well

From a hydraulic point of view, infiltration wells are cylindrical reservoirs made for the purpose of disposing of incoming flow rates, within predetermined limits, dependent on the hydraulic conductivity of the soil. In order to operate the disposal and lamination of flow rates, the infiltration well must have an appropriate capacity to bring about a temporary flooding process of the incoming flood wave and its disposal, gradually, over time.

This type of solution involving the invading and dispersion of stormwater underground through these large perforated tanks has been adopted for the disposal of water coming from the collection tanks located under the transformers in the yard of the building 1.

A continuous de-oiling of the water is planned prior to the injection of the design flow rate into the well.

5.5 First flush Water Treatment

This design solution has been adopted for the disposal of water, following oil separation treatment, within the following system:

- First flush stormwater, potentially affected by accidental hydrocarbon spills, originating from the collection channels located on the inner side of the perimeter roads of the yards. These channels, in fact, drain the water from the inner lane of the road, where it is assumed that accidental spills might occur during the refueling operations of the generators present in the yards.

The first flush treatment will be intermittent and will affect the water from the inner lane of the perimeter roads of the yards (approximately 612 m²). The separation of the first flush water, originating from the collection channels parallel to the noise barriers, will be achieved through two upstream overflow manholes made of precast concrete, which collect the water from the internal road backbone and convey it, via two PVC pipes (SN8 kN/m² De 160 mm), first to a junction manhole, and then to an accumulation compartment—a prefabricated concrete tank—through another PVC pipe (SN8 kN/m² De 160 mm). From the accumulation section, after the time established by regulations (96 hours after the end of the event in the Lombardy Region), the tank is emptied by lifting with a submersible electric pump, first into a stilling manhole that discharges into the oil separation section—also consisting of a precast concrete tank equipped with a removable coalescence filter (constructed according to UNI-EN 858-1). The oil separation compartment then discharges into the sampling manhole located outside the built-up area of the yard, upstream of the discharge into the public sewer system (black water).

6 HYDRAULIC INVARIANCE - MINIMUM VOLUMES

The minimum volume value to be allocated to the potential reservoir is imposed by the minimum normative value given by the Regional Regulations, which for the case at hand would be 800 m^3/ha_{imp}. In the present case, since the design solution for water disposal envisages only infiltration as the water disposal methodology for the design event, a 30% reduction of the regulatory constraint (560 m^3/ha_{imp}) is considered, according to what is stated in Article 11 paragraph 2 letter e) of R.R. 7/2017. It is specified that this reduction is applicable in the presence of "permeability tests meeting the requirements reported in Annex F."

Under these assumptions, it is therefore necessary to proceed to the calculation of the weighted average inflow coefficient required to identify the total impervious surface. For the calculation of the weighted average inflow coefficient, we would like to specify that the uncollected green areas, which make up a significant portion of the total area, both inside and outside the private area, are not to be subjected to RR 7/17 (art. 11 c.2 lett. d), as the project condition is not deteriorative compared to the original state. For the remaining green areas, on the other hand, included between the buildings and the road system, a runoff coefficient of 0.3 was considered, for impermeable surfaces (roofs, road system and retention basins) a runoff coefficient of 1, and for semi-permeable surfaces (parking lots in draining pavement) a coefficient of 0.7.

The total areas subject to the R.R. and the corresponding average runoff coefficients are defined as follows:

SURFACES	S [m²]	Φ [/]
IMPERMEABLE S. (roadways)	39626.0	1
IMPERMEABLE S. (roofing)	28120	1
BASINS	16088	1
SEMIPERMEABLE S. (draining parking lots)	7894	0.7
PERMEABLE S. (yard)	24860	0.3
TOTAL	**116588**	**0.83**

Table 2 - Calculation of the weighted average inflow coefficient of the private area

Therefore, the minimum volume to be guaranteed turns out to be:

S_{tot} [ha]	11.66
ϕ_{avg}	0.83
S_{imp} [ha]	9.68
$Class_{CI}$ (piano att.)	A
$w_{req\ teo}$ [m^3/ha_{imp}]	800
$C_{reduct\ inf}$ [/]	30%

$w_{req\ eff}$ [m^3/ha_{imp}]	560
W_{req} [m^3]	**5422**

Table 3 - Calculation of minimum reservoir volume in accordance with Art 12 RR 7/2017

The proposed system (consisting of a reservoir capacity, of the reservoirs alone, of about 10,900 m^3) is therefore largely sufficient to guarantee the minimum volume imposed by regulations.

7 FLOOD LAMINATION PROCESS CALCULATION

The hydrological parameters used for the purpose of sizing of the reservoir solutions are those valid for a return time Tr=50 years (cipher point 4.2 art. 11 of the Regional Regulations).

The sizing of the reservoirs follows-with the appropriate declinations in each case-the calculation procedure contained in Annex G of the RR, in accordance with what is indicated in Art. 11(e) of the same document. The methodology used is called static lamination.

The lamination process is described by the following equations:

- Differential continuity equation (or mass balance)

$$Q_e(t) - Q_u = \frac{dW(t)}{dt}$$

- Outflow law governing the works responsible for discharging from the reservoir or generally emptying the reservoir

$$Q_u = Q_u(h)$$

- Equation of reservoir filling

$$W = W[h(t)]$$

where:

- $Q_e(t)$ [m^3/s] represents the flow rate entering the reservoir systems via the drainage network;
- Q_u [m^3/s] represents the outflow from the reservoir system, thus the flow dispersed by infiltration;
- W[h(t)] [m^3] represents the volume invaded within the system, and the invading law can be derived from the geometric characteristics of the system;
- h(t) [m] represents the relative water pull within the system.

The resolution of the system of equations just described is based on the definition of the system's inflow rates and geometric, hydrologic and hydraulic parameters. The system is integrated numerically to finite differences by setting a time increment of 1 min (Δt=1 min). The equations are solved instant by instant, identifying the parameters that lead to the definition of the critical event, i.e., the meteoric event that maximizes the volume invaded by the basin.

7.1 Inflow rate Q_e

The application of the detailed procedure for sizing the reservoir system suggests the use of an inflow-deflows model that converts the intensity of the meteoric event (ietogram), expressed in mm/h, into a flood hydrogram at the pre-determined section.

For the calculation of the inlet flood hydrogram, we chose to consider a constant ietogram, as the use of the Chicago ietogram, suggested in ANNEX G of the aforementioned R.R. 23/11/2017, does not provide more stringent results in maximizing the flood volume.

Using the LSPP related to a return time of 50 years, tentatively identifying the critical duration, i.e., the rainfall duration θ that maximizes the reservoir volumes, it is possible to calculate the (gross) ietogram and, from it, applying the related inflow coefficient φ, the net ietogram.

The inflow-deflows model chosen is the linear area-temporal curve corrivation method, the analytical resolution of which is given--possible for the constant ietogram--in the equations to follow:

$$Q_e(t, \theta \geq t_C)\left[\frac{m^3}{s}\right] = \int_0^t u(t-\tau)p(\tau)d\tau = Sp(t) * \begin{cases} \frac{t}{t_C} & t \leq t_C \\ 1 & t_C < t \leq \vartheta \\ \frac{t_C - (t-\theta)}{t_C} & d < t \leq \theta + t_C \\ 0 & t > \theta + t_C \end{cases}$$

where θ [s] is the precipitation duration, t_C [s] is the runoff time, S [m²] is the drainage area, and p(t) [m/s] is the net precipitation rate.

The runoff time t_C is generally calculated as the sum of the network entry time, which is a function of the characteristics of the draining surface, and the network time, which is the travel time in the channels along the hydraulically longest path. Assuming a uniform motion condition along the network, the travel time is calculated as follows.

$$t_R = \frac{1}{1.5}\sum \frac{L_i}{V_i}$$

To account for variability in precipitation over time, which the runoff method neglects leading to an underestimation of the flow rate at the ridge, the runoff time is reduced by a factor of 1/1.5.

7.2 Outflow rate Q_u

The outflow rate, in the system considered, consists of the flow rate that dissipates into the subsurface by infiltration. This is obtained by Sieker's formula as:

$$Q_U = \frac{1}{2}k \cdot S_{INF}J(h)$$

$$J(h) = \left(\frac{L+h}{L+\frac{h}{2}}\right)$$

where:

- k [m/s] represents the hydraulic conductivity coefficient of the soil;
  - for basin system 1+2 and for basin 6 it was assumed to be equal to 2x10^{-5} m/s, since it was locally closer to the value measured in the field at infiltrometric test K1;
  - for basin system 3+4 it was assumed to be equal to the average value between the values measured at infiltrometric tests K2 and K3, equal to 1.1 x 10^{-5} m/s;
  - for basin 5 it was assumed equal to 1 x 10^{-5} m/s since it was locally closer to the value measured in the field at infiltrometric test K2.
- S_{INF} [m²] equal to the infiltrating area of the reservoir system;
- L [m] is the distance between the base of the infiltration system and the groundwater level (equal to about 1 m);
- h [m] is the water pull within the filter system (varying between 0 and a maximum of 0.5 in the case of dispersing basins and 1 within filter drains);
- J(h) [m/m] then represents the piezometric drop (conservatively considered to be 1);

It should be noted that the value of hydraulic conductivity, in the formula, is halved in order to consider the possible condition of partial initial unsaturation of the soil.

7.3 Reservoir Equation

The reservoir system consists mainly of the larger detention basins having bottom elevation at 98.90 m above sea level, banks 80 cm high (to the top elevation of 99.70 m above sea level) inclined at 45°, and the following base areas:

- - Basin 1, located in the north-western quadrant, with a base area of approximately 3100 m²;

- - Basin 2, located in the north-eastern quadrant, of 2000 m^2;
- - Basin 3, located in the south-western quadrant, of 3800 m^2;
- - Basin 4, located in the south-eastern quadrant, of 5800 m^2;
- - Basin 5, serving the loading bay present in the south-western corner, of 291 m^2;
- - Basin 6, serving the loading bay present in the north-eastern corner, of 298 m^2;

It was decided to neglect, in favour of safety, the additional contributions, in terms of volume and infiltrated flow rate provided by the drainage structures present along the roadway.

Knowing the equations governing the filling and emptying process of the system, as well as the expressions for the inflow, outflow, and infiltration volume, the sizing of the same was achieved once the critical duration of the hydraulic system considered was identified, i.e., that duration of the meteoric event that maximizes the volume invaded in the reservoir systems.

7.4 Calculation of reservoir volume T_R=50 years

The storm event that generally records the maximum flow at the crest occurs for durations equal to the basin runoff time. The precipitation event that provides the maximum inflow to the basin often does not coincide with the event that maximizes the volume invaded into the system. Therefore, one must generally proceed by trial and error in order to identify the critical event and the corresponding volume to be laminated. The following are the durations and maximum volumes invaded in the two basins used for invading and dispersing water from the loading bays and in the two main systems, considering basins 1 and 2 as a single system, since they are communicating through a connecting pipe, and, likewise, basins 2 and 3, considering a return time of 50 years.

It should be noted that the total area drained by the "BASIN1 +2" system is about 39,000 m^2 while the area drained by the "BASIN 2+3" system is about 61,000 m^2. On the other hand, the loading bays drain an area of about 420 m^2.

RETURN TIME: 50 YEARS				
SYSTEM	**$\theta_{50\ crit}$ [h]**	**$W_{50\ max}$ [m^3]**	**$h_{tirante}$ [m]**	**$z_{tirante}$ [m s.l.m.]**
BASIN 1+2	6	**2400**	0.45	99.35
BASIN 3+4	12.5	**5501**	0.56	99.46
BASIN 5	4	**43**	0.15	99.05
BASIN 6	1.5	**32**	0.11	99.01

Table 4 - Critical durations and invaded volumes for the design event (TR 50 years)

7.5 Verification of the degree of safety for T_R=100 years)

As required in paragraph 2 letter a.2 of Article 11 of the Regulations, the system of encroachments that may have been adopted must also be verified for a return time of 100 years in order to exclude the occurrence of overflows that cause damage to people or property, whether the works themselves or structures in the surroundings. The methodology is entirely similar to that for verification with a return time of 100 years. Below are the duration and maximum volume invaded in the system, considering a return time of 100 years. Thus, as can be seen, the available volume is sufficient to guarantee the encroachment even for the 100-year event.

RETURN TIME: 100 YEARS				
SYSTEM	**$\theta_{100\ crit}$ [h]**	**$W_{100\ max}$ [m^3]**	**$h_{tirante}$ [m]**	**$z_{tirante}$ [m s.l.m.]**
BASIN 1+2	7	**2987**	0.56	99.46
BASIN 3+4	15	**6536**	0.66	99.56
BASIN 5	5	**62**	0.21	99.11
BASIN 6	2	**46**	0.15	99.05

Table 5 - Critical durations and invaded volumes for the verification event (TR 100 years)

7.6 Emptying Times

The emptying time of any catch basins must be less than 48 hours, as required by the Regulations in Art.11 point f):

"2. to take into account possible close weather events, the emptying time of the volumes calculated in accordance with (e) shall not exceed 48 hours, so as to restore the reservoir capacity as soon as possible. If the 48-hour time limit cannot be met, or if the calculated volume is made within areas that also provide for volumes with other purposes, the total volume must be calculated taking into account that after 48 hours the volume calculated in accordance with (e) must still be available. The rolling volume calculated according to (e) must then be increased by the portion that is still present within the work once 48 hours have elapsed."

In the present case, the estimated emptying times for the 100-year reservoir volumes are:

- System “BASIN 1+2”: 8 hours;
- System “BASIN 3+4”: 17 hours;
- BASIN 5: 6 hours;
- BASIN 6: 2 hours.

8 DRAINAGE SYSTEM

In order to collect and convey precipitation contributions to the flooding and dispersion system, it is necessary to provide an adequate collection network that conveys water from the roof and the roadway to filter basins and drains.

To avoid interference with underground utilities, transiting more than one meter below the driveway surface, water from rainwater columns will be conveyed into prefabricated gutters. These, transiting close to the ground level, will cross the perimeter road to a connecting manhole located near the filter drains; from here the roof rainwater will be able to continue to the basins through buried pipes and small trapezoidal precast concrete channels.

To the roofing rainwater may be added the "overflow" water from the filter drains used to collect runoff water from the driveway surfaces, also afferent to the above-mentioned connection manhole.

For the drainage of the loading bays, on the other hand, grated channels will be laid transverse to the direction of the ramp, connected to the basin closest to it via DN200 mm concrete pipes (protected by reinforced concrete encasement to prevent crushing in the section under the driveway surface of the bay) and perforated PVC pipes, DN200 mm, laid along dispersing trenches.

Additional drainage element of the driveway surface, present exclusively along the inner side (courtyard side) of the two perimeter roads (north and south) turn out to be grated gutters used to collect rainwater affecting the inner lane, at which, during generator tank refilling operations, accidental spills of hydrocarbons may occur. With this in mind, first rain water will be separated from second rain water:

- The first flush water will follow an underground path and will be discharged into the sewer system after intermittent treatment (sand settling + oil separation);
- The latter will join the cover water transiting along the gutters mentioned above, continuing to the basins.

A return time of 20/50 years was considered for sizing the network.

The main components that will make up the networks are listed in the points below, as well as graphically illustrated in the construction details table:

- PVC pipes SN8 kN/m^2 (UNI EN 1401) with DN from 63 mm to 400 mm;
- Concrete pipes DN 200 and 300 mm;
- Precast concrete inspection/connection/stilling manholes made of vibrated concrete; internal base dimensions ranging from 50x50 cm to 120x120 cm, with variable height; ductile iron cover D400 (UNI EN 124) with manhole opening;
- Precast concrete channels for vehicular traffic, with ductile iron grating D400, sealed with concrete or ductile iron E600, internal dimensions of 10x8 cm, 20x22 cm, 30x30 cm, 30x50 cm;
- Copper downspouts DN 200 mm, 160 mm and 110 mm, connected to siphoned precast concrete manholes or 50x50 cm manholes;
- Intermittent treatment systems (sand settling + oil separation) for first flush water, oil separation compartment of class "I", compliant with UNI-EN 858, with coalescence filter.

The calculation underlying the design, for defining the diameters of the pipes that will make up the whitewater network, was performed using the kinematic method.

8.1 Pipe sizing - kinematic method

In general, the sizing of subhorizontal sections of the planned networks is carried out by the so-called kinematic method, consisting of the application of the rational formula for calculating the design flow rate (Q_{Tj} (t_C), [m^3/s]) of the generic section j of the network:

$$Q_{T\,j}(t_C) = \varphi_j A_j i_T(t_C)$$

Where:

- ϕj [/] is the inflow coefficient of the node immediately upstream of the considered section.
- A_j [m^2] is the total area drained by the node immediately upstream of the considered section;
- i_T (t_C) [m/s] is the gross precipitation rate of the runoff during the critical event, which for the kinematic method always coincides the with the runoff time (t_C [s]) specific to the considered reach, i.e., the minimum time duration for the entire drained area upstream of that reach to contribute to the surface runoff. In urban sewer sizing problems, t_C is calculated (G. Becciu, A. Paoletti, Hydraulic Construction Exercises, ed. CEDAM, 2005) as the sum of two contributions:

$$t_C = t_{IR} + t_R$$

$$t_R = \sum_i \frac{L_i}{1.5V_i}$$

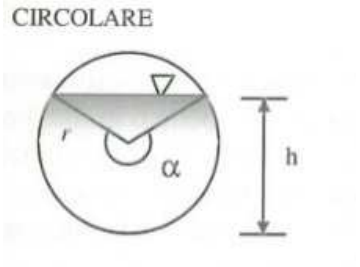
where:

- t_{IR} [min] is defined as network entry time, and is conservatively assumed to be 5 minutes [Wisner and Kassem, 1983], falling into the category of "intensive urban centres with roofs directly connected to drains with frequent street culverts," for all drainage networks present;
- t_R [min] is defined as network time and represents the time it takes water to travel through the various conduits (Li, [m]) to the closure section, assuming a uniform velocity of motion (Vi, [m/s]), increased by a correction factor 1.5, determined experimentally. The network time obtained recursively for each section of each network, updating from time to time the velocity value obtained at the previous iteration until convergence.

Given the flow rates for each network section, the sizing of the network was carried out using Chezy's equation of uniform motion, applied according to the formulation of Gauckler and Strickler:

$$Q\left[\frac{l}{s}\right] = 10^{-3} \cdot k_S \cdot \sqrt{s} \cdot A(h) \cdot R(h)^{2/3}$$

where k_S [$m^{1/3}/s$] is the roughness coefficient according to Strickler, set equal to 95 $m^{1/3}/s$ for PVC pipes, always assuming used pipe condition, and 80 $m^{1/3}/s$ for concrete pipes and channels; s [m/m] is the slope of the bottom of the pipe; A [m^2] and R [m] are the area and hydraulic radius of the cross section, respectively, both a function of the water pull h. Given the critical inlet flow rate for each section of the network, the corresponding value of water pulls (and consequently of stream velocity) can be derived:



$$\left[\frac{m^3}{s}\right] = k_S\sqrt{s}\frac{r^2}{2}(\alpha - \sin(\alpha))\left(\frac{\frac{r^2}{2}(\alpha - \sin(\alpha))}{r\alpha}\right)^{2/3}$$

$$\alpha = 2\arccos\left(1 - \frac{h}{r}\right)$$

Proceeding recursively according to a trial-and-error process, therefore, the diameter of each section of the network was determined that would guarantee, at the design event, adequate values in terms of tie-rods (degree of filling never exceeding 70%) and current velocity (between 0.5 and 2 m/s), while at the same time trying to standardize the size of the pipes within the network as much as possible.

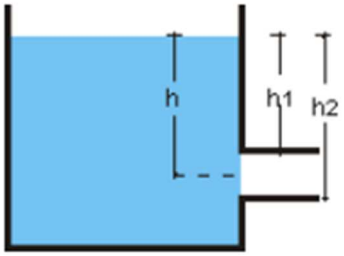
As can be seen from the attached design plan, the building roof drainage meteoric network includes:

- for the main central buildings (MXP I_I and MXP I-II) the laying of no. 10 downspouts each (5 for each facade) while for the lateral buildings, used for office purposes, the laying of no. 4 downspouts each, all arranged on the external facade; the flows from each individual downpipe column will be conveyed into as many gutters, prefabricated and driveable, until they are buried near the intersections with the filter drains;

- for the Substation, a total of no. 6 rainwater columns were considered, which, afferent to buried pipes, will convey the flows directly to the basins.

As described above, drainage water from the driveway surfaces will be dispersed by infiltration through filter drains; it will be exclusively the "overflow" of the drains that will contribute, in exceptional cases, to the outflow of the underground network directed to the basins.

At maximum filling of the overflow pipe (300-mm-diameter concrete pipe), the water will flow into the drainage system through 160 mm diameter PVC pipes connected to the concrete pipes via saddle fittings. Considering a swinging behaviour with external pipe (under the extreme assumption that the drain is completely saturated with water up to ground level, as schematized in the following figure), the flow rate that can be discharged from the overflow is equal to:



$$Q = \mu S\sqrt{2gh}$$

Where:

- The Load h is the distance between the centre of gravity of the span and the free surface, theoretically varying between a minimum of 0 and a maximum of 0.64 m;
- The wing h_1 is the distance between the top of the span and the free surface;
- - S is the area of the span corresponding to the cross section of a 160 mm diameter pipe;
- The contraction coefficient μ is 0.82.

Therefore, the flow rate from overflows is found to vary between 0 and 58 l/s.

Proceeding recursively according to a trial-and-error process, therefore, the diameter of each section of the network was determined that would guarantee, at the design event, adequate values in terms of tie-ins (degree of fill at TR 20 never exceeding 70%) and current velocity (between 0.5 and 2 m/s), while at the same time trying to standardize the size of the pipes within the network as much as possible. Higher fill rates, during exceptional events such as 50-year return events, are fully acceptable.

Since the drainage network consists of a few repeating schemes, detailed sizing of the main ones, representative of the most stressed schemes, is given below, assuming therefore that the verification of schemes similar to them within which the same or lesser flow rates pass are satisfied. The running time, for most of the schemes considered, given the brevity of the sections, has been approximated to 5 min.

Scheme 1: simple rain gutter - manhole - single pipeline

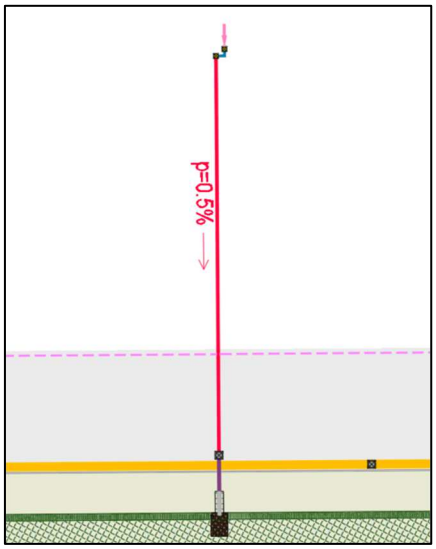


Figure 11 – representation scheme 1 (CU140)

In this scheme, the only pipe to be verified consists of the DN 400 mm PVC pipe that from the arrival manhole of the rainwater gutter and the overflow of the filtering drain flows into the basin.

The 20-year and 50-year flow rates arriving from the gutter are (considering a downspout serving the Data Center, the most stressed):

$Q_{DATA\ CENTER\ GUTTER}$ (TR 20)	57 l/s
$Q_{DATA\ CENTER\ GUTTER}$ (TR 50)	68 l/s

While the incoming flow contribution from the filtering drain overflow can vary from a minimum of 0 l/s to a maximum, during exceptional events, of 58 l/s.

Caso	**D_N**	**ks**	**i**	**Q**	**h**	**v_{eff}**	**h/D**
	[mm]	**[$m^{1/3}/s$]**	**[m/m]**	**[l/s]**	**[m]**	**[m/s]**	**[%]**
Tr 20 – filter drain contribution 0 l/s	**400**	95	0.005	57	**0.16**	**1.29**	**42%**
Tr 20 – filter drain contribution 58 l/s	**400**	95	0.005	116	**0.24**	**0.76**	**64%**
Tr 50 – filter drain contribution 0 l/s	**400**	95	0.005	68	**0.18**	**1.35**	**47%**
Tr 50 – filter drain contribution 58 l/s	**400**	95	0.005	127	**0.26**	**0.78**	**69%**

Scheme 2: mixed gutter with second rain contribution road - sump - double pipe

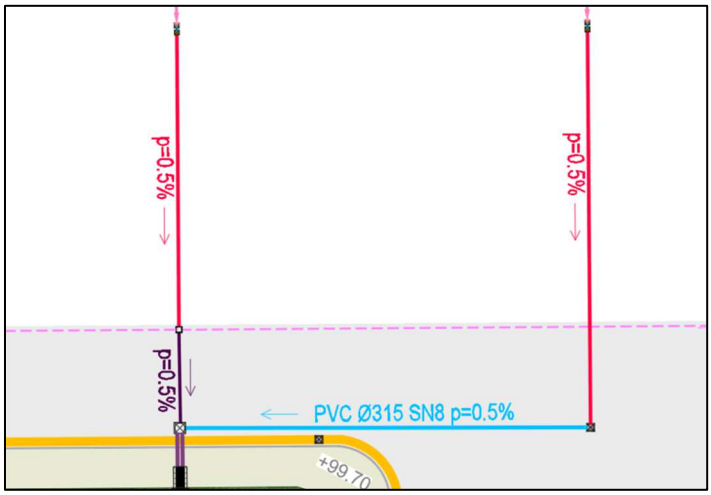


Figure 12 – representation scheme 2 (CU140)

In this diagram, the pipes to be checked turn out to be three:

- the DN 315 mm PVC pipe that from the left downspout connects to the arrival manhole of the mixed gutter and the filtering drain overflow flows into the basin.
- the two PVC DN 400 mm discharge pipes that from the sump continue to the basin.

The 20-year and 50-year flow rates passing through the DN 315 pipe result, as in the previous case:

$Q_{DATA\ CENTER\ GUTTER}$ (TR 20)	57 l/s
$Q_{DATA\ CENTER\ GUTTER}$ (TR 50)	68 l/s

The incoming flow rate from the mixed gutter, marked in purple in the schematic in Figure 14, is the sum of the incoming contribution from the downspout (57 - 68 l/s) and the contribution from the second rainwater drained by the gutters serving the inner lane of the perimeter road (T_R20 = 16 l/s, T_R50 = 19 l/s). For safety's sake, one can consider this contribution as the total flow rate of the road surface drained by the gutter system consisting of No. 5 yards.

Finally, the incoming flow contribution from the filtering drain overflow always varies from a minimum of 0 l/s to a maximum of 58 l/s.

Case	D_N	ks	i	Q	h	v_{eff}	h/D
	[mm]	[$m^{1/3}/s$]	[m/m]	[l/s]	[m]	[m/s]	[%]
Tr 20	**315**	95	0.005	57	**0.18**	**1.28**	**62%**
Tr 50	**315**	95	0.005	68	**0.21**	**1.33**	**70%**
Tr 20– drain contribution 0 l/s	**400 x 2**	95	0.005	130	**0.17**	**1.33**	**45%**
Tr 20 – drain contribution 58 l/s	**400 x 2**	95	0.005	188	**0.21**	**1.46**	**56%**
Tr 50– drain contribution 0 l/s	**400 x 2**	95	0.005	155	**0.19**	**1.39**	**50%**
Tr 50 – drain contribution 58 l/s	**400 x 2**	95	0.005	213	**0.23**	**1.50**	**61%**

Scheme 3: east side office building

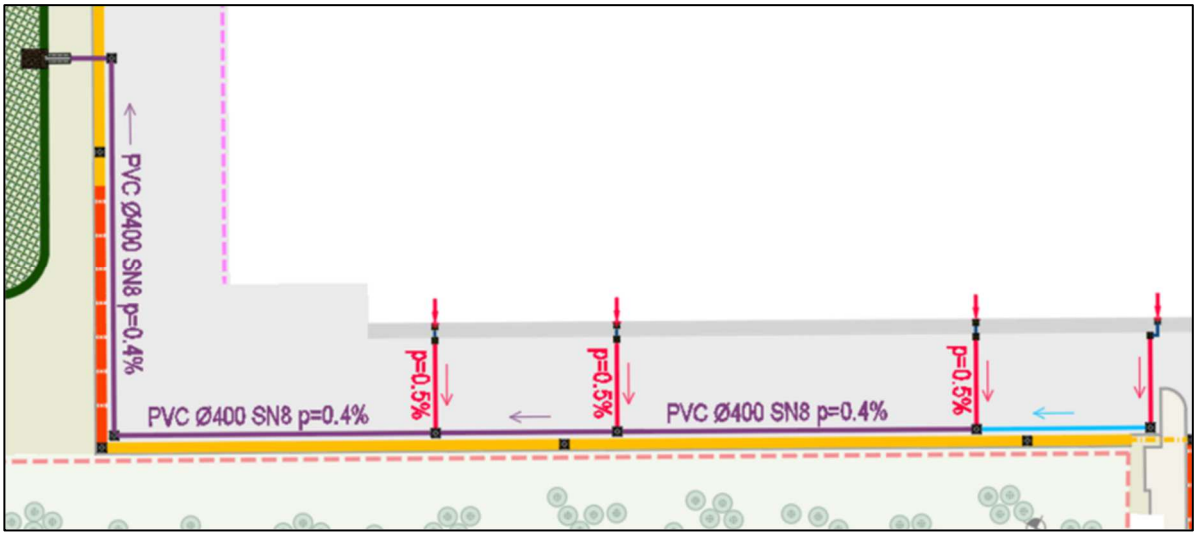


Figure 13 – representation scheme 3 (CU140)

In this scheme, the pipes to be verified are the DN315 mm and DN400 mm pipe sections that punctually receive the inputs from the 4 downspouts of the side office building, each of which contributes the following flow rate:

$Q_{GUTTER\ OFFICES\ BUILD}$ (TR 20)	27 l/s
$Q_{GUTTER\ OFFICES\ BUILD}$ (TR 50)	32 l/s

Verification was conducted for flow rates corresponding to a 20-year and 50-year return time:

Tract	**D_N**	**ks**	**i**	**Q**	**h**	**v_{eff}**	**h/D**
	[mm]	**[$m^{1/3}/s$]**	**[m/m]**	**[l/s]**	**[m]**	**[m/s]**	**[%]**
1 (TR 20)	**315**	95	0.002	27	**0.15**	**0.76**	**51%**
2 (TR 20)	**400**	95	0.002	54	**0.20**	**0.90**	**53%**
3 (TR 20)	**400**	95	0.002	80	**0.26**	**0.98**	**69%**
4 (TR 20)	**400**	95	0.004	107	**0.25**	**1.37**	**66%**
1 (TR 50)	**315**	95	0.002	32	**0.15**	**0.79**	**57%**
2 (TR 50)	**400**	95	0.002	64	**0.22**	**0.94**	**59%**
3 (TR 50)	**400**	95	0.002	96	**0.26**	**1.00**	**80%**
4 (TR 50)	**400**	95	0.004	128	**0.28**	**1.41**	**76%**

Scheme 4: Loading bay

The verification of the DN200 mm pipe sections (concrete and pvc) of the loading bays was carried out on the basis of the flow rates afferent to the grated channels reported in Section 9.3. Since the surfaces drained by the individual channels are all nearly equivalent, only the pipe-laying slope being different (0.3 % for the southwest bay and 0.25 % for the northeast bay), verification of a single section of the northeast bay that has a lower pipe-laying slope and thus a slightly higher pipe fill is' sufficient.

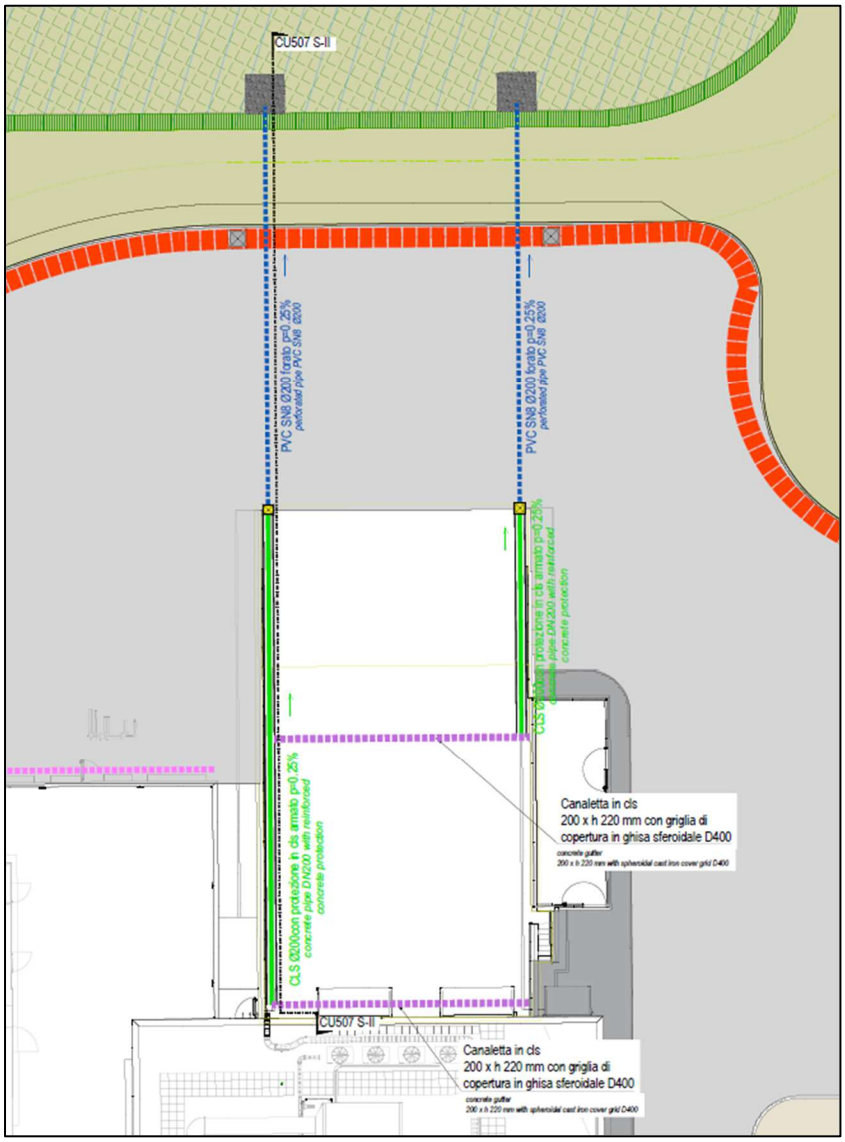

CU507 S-II
PVC SN8 Ø200 forato p=0.25%
perforated pipe PVC SN8 Ø200
CLS Ø200con protezione in cls armato p=0.25%
concrete pipe DN200 with reinforced concrete protection
Canaletta in cls
200 x h 220 mm con griglia di
copertura in ghisa sferoidale D400
concrete gutter
200 x h 220 mm with spheroidal cast iron cover grid D400
CU507 S-II
Canaletta in cls
200 x h 220 mm con griglia di
copertura in ghisa sferoidale D400
concrete gutter
200 x h 220 mm with spheroidal cast iron cover grid D400

Figure 14 – representation scheme 4 (North-eastern loading bay) (CU140)

Tract	**D_{est}**	**ks**	**i**	**Q**	**h**	**v_{eff}**	**h/D**
	[mm]	**[$m^{1/3}/s$]**	**[m/m]**	**[l/s]**	**[m]**	**[m/s]**	**[%]**
CLS (TR 20)	**260**	80	0.0025	12.5	**0.13**	**0.59**	**64%**
PVC(TR 20)	**200**	95	0.0025	12.5	**0.12**	**0.68**	**63%**
CLS (TR 50)	**260**	80	0.0025	14.9	**0.15**	**0.61**	**73%**
PVC(TR 50)	**200**	95	0.0025	14.9	**0.14**	**0.70**	**72%**

Scheme 5: Substation

Although not included in this contract, the section serving the substation was also sized.

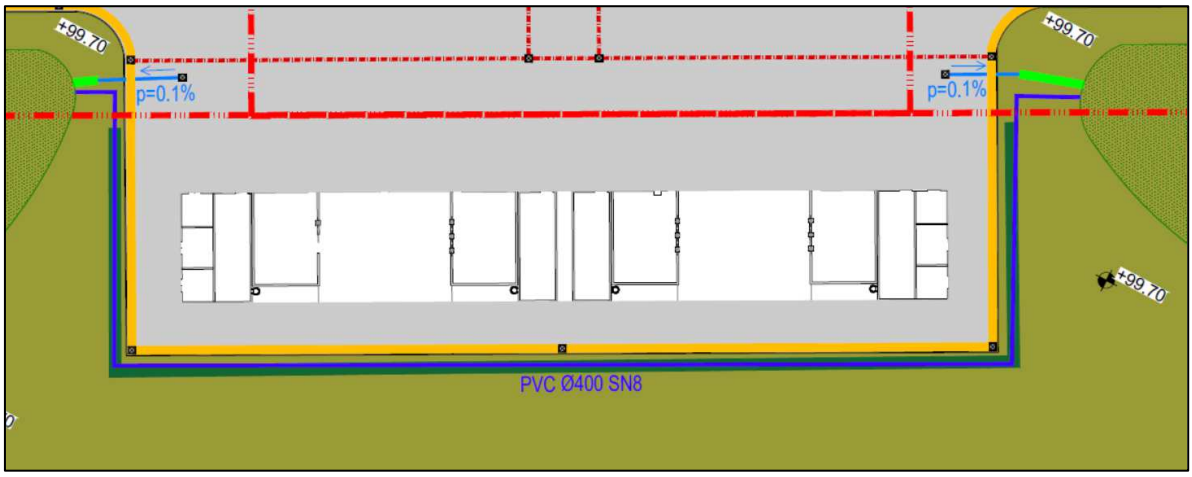


Figure 15 – representation scheme 5 (CU140)

In this scheme, the pipes to be verified are the DN315 mm sections that receive the contributions corresponding to half of the substation area, equal to:

$Q_{SUBSTATION\ ROOF\ PIPE}$ (TR 20)	27 l/s
$Q_{SUBSTATION\ ROOF\ PIPE}$ (TR 50)	31.5 l/s

Verification was conducted directly for the 20- and 50-year intervals:

Tract	**D_N**	**ks**	**i**	**Q**	**h**	**v_{eff}**	**h/D**
	[mm]	**[$m^{1/3}/s$]**	**[m/m]**	**[l/s]**	**[m]**	**[m/s]**	**[%]**
(TR 20)	**315**	95	0.001	27	**0.19**	**0.58**	**63%**
(TR 50)	**315**	95	0.001	31.5	**0.21**	**0.60**	**72%**

8.2 Roof downpipe column sizing

The downspouts are located at the central buildings of the lot, with 10 downspouts for each main building, designated as data centre, and 4 downspouts for each side building, designated as offices. Additionally, there are 2 guardhouses at the two entrances, whose roof water is collected through a single copper downspout with a diameter of 110 mm

The rainwater columns were sized by first evaluating the flow rate afferent to each of them by application of the rational formula to the corresponding afferent roof pitch elevation, again assuming a runoff time of 5 minutes, and then applying the formula of Wily and Eaton (1961) for sizing the diameter to be assigned to the column:

$$Q\left[\frac{l}{s}\right] = 2.5 \cdot 10^{-4} \cdot {k_0}^{-0.167} \cdot {D_{int}}^{8/3} \cdot f^{5/3}$$

where:

- k_0 [mm] is the roughness of the pipe, assumed to be 0.25 mm in the case of PVC pipes;
- D_{int} [mm] is the inner diameter of the downspout, the unknown in the equation;
- f [/] is the maximum filling degree of the pipe, so a value between 0.2 and 0.33 is suggested.

For the calculation of the flow rate afferent to each column, a rainfall intensity value of about 207 mm/h was assumed, corresponding to a return time of 50 years.

Given the runoff flow rates, it was decided to convey the water into PVC SN8 rainwater columns having D_{est} equal to 200 mm in the number respectively indicated, whose degree of filling at the 50-year event (T50) is around 33%.

The results obtained for the design configuration, considering, for each building, the rainwater columns equally stressed (a likely assumption given their uniform distribution) are summarized in the table below.

BUILDING	rainfall intensity T50 [mm/h]	n. columns	coeff. ϕ	area of the roof drained by a single downpipe [mq]	flow rate afferent to a single downpipe T50 [l/s]	Downpipe diameter [mm]	Percentage of downpipe fill [%]
Central - Data center	207	10	1	1190	68	**200**	33%
Office building	207	4	1	556	32	**160**	29%
Guardhouses	207	1	1	25	1.4	**110**	8%
Substation	207	6	1	183	11	**110**	28%

Table 6 - summary of downspout sizing

8.3 Gutter sizing

Precast concrete gutters have been used for several purposes:

1) To convey water from the downspouts to the infiltration and dispersion systems (filter drains/basins). These channels are installed to avoid deep interferences with the utility systems beneath the drivable surface of the perimeter roads. Their purpose is to carry clean roof water to the subsurface dispersion systems. They are laid with a 0.5% slope and are completely sealed with covers. The internal dimensions are 30 x 30 cm for the data center and office building downspouts, and 10 x 8 cm for the guardhouse downspouts.
2) To collect surface runoff at the loading bays. These channels are installed with zero slope and have internal dimensions of 20 x 22 cm.
3) To collect water potentially affected by accidental hydrocarbon spills, draining only the inner lane (courtyard side) of the external perimeter road. These channels, installed with zero slope, have internal

dimensions of 20 x 22 cm. The internal green area between the data center and the perimeter road, although made of fully permeable paving, is designed to host 10 modules on each side of each main building. Each module typically hosts one generator and one transformer. In this system, first flush water (described in detail in the following chapter) is treated and directed to the public sewer, while second flush water flows into a junction manhole with water from the roof drainage channels and continues downstream.

4) The combined flow of second flush water and roof water flowing through 30x30 cm channels continues toward the basins through 30 x 50 cm channels after converging in 60x60 cm junction manholes.

For cases 2) and 3), since the gutters have zero slope, hydraulic verification is done by treating the motion as a continuous inflow of flow distributed along the path. Since the inflow is normal to the direction of the motion (so the energy possessed is actually dissipated upon delivery), the energy required for the motion must be acquired by a surcharge of the upstream free surface. The treatment of the problem is done with the application of the momentum theorem, which for rectangular-section gullies evaluates the water pull for the downstream (y_v) - assuming in this case the extreme condition of passage for the critical state - and upstream (y_m) sections by the following expressions:

$$y_v = y_c = \left[\frac{1}{g}\left(\frac{qL}{b}\right)^2\right]^{\frac{1}{3}}$$

$$y_m = \sqrt{3}\, y_c$$

where:

- Q [l/s] is the design drainage flow rate, as usual calculated by the rational formula assuming a runoff time of 5 minutes, which is equal to the time of entering the network;
- b [m] is the base of the inner section of the gutter;
- g [m/s^2] is the acceleration of gravity, equal to 9.81 m/s^2.

Table 7 shows the summary of the results obtained using the above models considering, for system 3), the most stressed section:

					T20			T50		
SYSTEM	B [m]	H [m]	A [m^2]	Φ [/]	Q [l/s]	**y_v [m]**	**y_M [m]**	Q [l/s]	**y_v [m]**	**y_M [m]**
2)	0.20	0.22	260.0	1.00	12.5	**0.07**	**0.13**	14.9	**0.08**	**0.14**
3) GUTTER MAX	0.20	0.22	213.80	1.00	10.30	**0.06**	**0.11**	12.30	**0.07**	**0.13**

Table 7 - Summary of the sufficiency verification of longitudinal gutter of systems 2) and 3)

In contrast to the previous ones, in the channels described in (1) and (4), the inflow is punctual and the water pull, within it, depends on the cross-section and the laying slope, which is 0.5 percent. The sufficiency check is then carried out by means of Chezy's equation of uniform motion, applied according to the formulation of Gauckler and Strickler:

$$Q\left[\frac{l}{s}\right] = 10^{-3} \cdot k_S \cdot \sqrt{s} \cdot A(h) \cdot R(h)^{2/3}$$

The flow rate considered to arrive from the downpipe, corresponding to a return time of 50 years, and in relation to the most stressed case (downpipe arriving from Data Centre) turns out to be about 68 l/s, while the contribution of 50-year flow rate arriving from the 20x22 cm gutters, considering the contribution of a total area

of about 333 m^2, turns out to be about 19.1 l/s (neglecting, for safety's sake, the missing contribution of the first rainwater, which are collected in the sewer system).

Tract			B	H	ks	i	Q	h
CASO	Da	A	[m]	[m]	[m$^{1/3}$/s]	[m/m]	[l/s]	[m]
1	**Roof pipe**	**Junction manhole**	0.3	**0.3**	80	0.005	68.4	**0.24**
4	**Junction manhole**	**Finale destination**	0.3	**0.5**	80	0.005	87.8	**0.29**

Table 8 - Summary of the sufficiency verification of longitudinal gutter of systems 1) and 4) Return Time 50 years

9 FIRST RAIN TREATMENT SYSTEM OF DRIVEWAY SURFACES

As anticipated in Section 2.2, the water intercepted by the gutters located along the inner courtyards (internal dimensions 20 x 22 cm), used to house transformers and emergency generators, will be separated into first rain water, treated and piped to public sewer, and second rain water, which will flow into a connection manhole with the water coming from the cover water gutters and continues downstream.

Separation between first and second rain waters will take place as follows:

- First rain water will be conveyed to the two spillway sumps that collect the waters from the internal road ridge, here, they will first arrive at a connecting sump that will direct them to a monobloc reinforced concrete tank of the “accumulation and relaunch” type, which will hold the waters inside it for the storage period (96 hours) provided by R.R. 4/2006 (art. 2, paragraph 1), at the end of which - by means of a submersible electric pump installed inside it - it will be emptied in the direction of the de-oiling compartment with a coalescence filter (after passing through a stilling well), from which the treated sewage will proceed first to the sampling well and finally to discharge into the black sewer;
- Second rain water, on the other hand, drained by regurgitation from the two spillway sumps that collect water from the internal road ridge, will be conveyed to a surface connection sump where, joining the water from the downspout gutters (30x30 cm), it will continue to the basins in additional larger gutters (30x50 cm).

9.1 Calculation of first rain flow rate and volume

According to R.R. 4/2006, first rainwater is identified in the first 5 mm of stormwater runoff, uniformly distributed over the entire drainage area served by the drainage system. For the calculation of the relative flow rates, it is assumed that this value is reached after a time period of 15 minutes of rainfall. A constant intensity ietogram of 20 mm/h is then obtained.

Having noted the incoming ietogram, the flow rate (Q [l/s]) to be treated is quickly estimated by the use of the rational formula, multiplying the gross design rainfall rate (i, [mm/h]) by the afferent area (A, [m^2]) and the corresponding average inflow coefficient ϕ (related to the driveway area only, equal to 1):

$$Q = \varphi i A$$

The afferent area consists of the road lane closest to the inner courtyards (width 2.25 m), with a length of about 272 m.

Thus, the total first rain flow rate is about 3.4 l/s. Based on the intensity and the reference time period, it is also possible to calculate the volume of first rain that requires de-oiling treatment: 3.1 m^3.

9.2 Sedimentation basin

By definition (art. 2, para. 1), first rainwater is “that corresponding to a precipitation of 5 mm uniformly distributed over the entire drainage area served by the stormwater collection network,” hence the volumetric constraint on the size of the corresponding perfectly sealed separation tanks, i.e. 50 m3 per hectare of impervious surface (art. 5, para. 2). Applying the proportion to the case at hand yields a storage volume of 3.1 m3. Therefore, a sedimentation compartment of the immediately larger commercial size (4 m3, indicative internal plan dimensions 2.20x1.60 m, useful height 1.15 m) was adopted.

With regard to lifting, an electric pump having a minimum flow rate of 1 l/s is chosen, which is a typical nominal flow rate value for first rain systems of this size. A second backup submersible electric pump will also be placed in the tank.

9.3 Deoiling basin

The de-oiling compartment should provide a coalescing filter in accordance with UNI EN 858-1, ensuring a concentration of mineral oils and hydrocarbons of less than 5 mg/l for the outgoing sewage, having NS equal to the pump flow rate value, i.e., 1 l/s.

10 TRANSFORMER WATER TREATMENT AND DISPERSION SYSTEM

Transformers in the yard area of building 1 are equipped with catch basins to intercept any hydrocarbon spills. These tanks, however, may be affected by the additional inflow of rainwater in the event of weather events.

In order to collect and retain any spilled hydrocarbons and disperse previously treated rainwater into the subsoil, treatment and dispersion systems have been provided to serve the transformers.

The collection tanks planned under the transformers turn out to be tanks characterized by a storage capacity of about 4.60 m^3 and a surface area of about 5.70 m^2. The accumulation and dispersion system involves the use, approximately every 2 transformers, of a leaking well, again with an internal diameter equal to 200 cm.

10.1 Leakage well sizing

In the methodology considered for the sizing of these structures, referred to as static lamination of reservoirs, the physical process of filling and emptying the well under consideration is synthesized by means of only the vertical translation of the water pull within it, considering the horizontal component of current motion to be zero. The lamination process is thus governed by the equations:

- differential continuity equation:
- law of outflow that governs the works in charge of discharging the reservoir or generally emptying the reservoir:
- reservoir overflow law:

The calculation of the inflow rate was again carried out using the constant ietogram obtained from the design LSPP (T50), to which the inflow-runoff transformation was applied in order to obtain the overall hydrogram at the inlet of the reservoir.

The flow rate out of the individual well [m^3/s] is calculated by Sieker's equation, one of the most widely used formulations in design practice:

$$Q_u = \frac{k_s}{2} \cdot J(h) \cdot A_f(h)$$

$$J(h) = \left(\frac{L + h}{L + \frac{h}{2}} \right)$$

$$A_f(h) = \frac{\pi}{4} [(D + h)^2 - D^2]$$

where k_s [m/s] is the saturated conductivity of the soil, set equal to 1. 5 x 10^{-5} m/s; J [m/m] is the piezometric drop; A_f [m^2] is the effective horizontal drainage area of the well, a key parameter in Sieker's formula that actually projects the effect of lateral filtration as enlargement of the horizontal bottom surface (of which, conservatively, it does not consider the effective input in case it is sealed or clogged); L [m] is the distance between the base of the well and the groundwater level; h [m] is the water pull within the well.

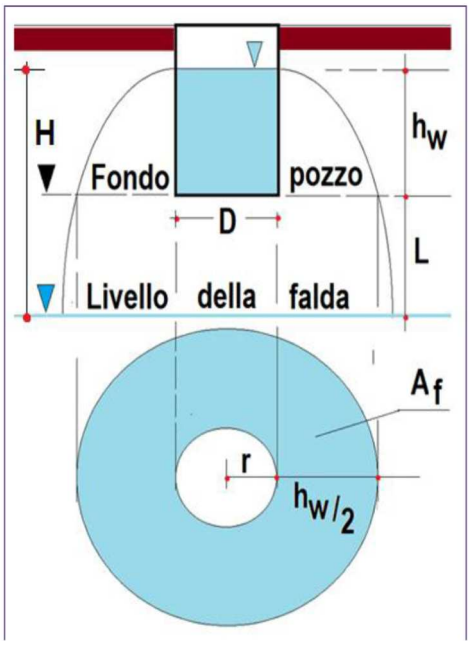


Figure 16 – infiltration well scheme according to Sieker

The verification was carried out for both a 50-year and a 100-year return time, considering the most stressed case in which up to No. 3 transformers are connected to the same well; the results are given below, in which, by trial and error, the critical reference event that maximized the volumes was sought.

$\theta_{50\ crit}$ [h]	$W_{50\ max}$ [m³]	h_{max50} [m]	$W_{100\ max}$ [m³]	h_{max100} [m]
18	2.06	0.65	2.30	0.73

Table 9 – critical duration and verification volumes

10.2 Deoiling system

For the de-oiling of water entering the well, instead of classic de-oilers effective for flow rates higher than that of interest (on the order of 0.4 l/s per single transformer and for 50-year return times), a more compact product was chosen, consisting of a filter cartridge which allows the transit of a flow rate of 5 l/min.

These are replaceable cartridge filters for the filtration of oils in stormwater; this system, consisting of an integrated prefilter and a gravity filter cartridge, is a device that allows for the continuous evacuation of stormwater with a oil concentration (not only harmful dielectric oils, but also natural esters such as MIDEL EN and FR3 COOPER) at the filter outlet of less than 5 mg/l, until the filter is saturated, trapping harmful hydrocarbons and thus preventing soil pollution. Once saturated, it acts as a plug, preventing spillage of liquids into the environment.

Figure 17 – example of typical installation

These filters will be housed in an intermediate sump to which the steel piping coming out of the collection tank present under the transformer will be afferent, and from which the piping afferent to the leaking well will depart.

11 WATER PURIFICATION PROCESSES THROUGH SUDS

Although for the remaining runoff surfaces there is no requirement for water treatment, the type of infiltration and dispersal structures adopted in this project represent a viable and, where possible, preferable alternative to classical encroachment and water treatment systems. In fact, Sustainable Urban Drainage Systems (SuDS) techniques, such as those proposed in this project, achieve multi-objective results: rebalancing the hydrological balance, reducing the pollution load of water bodies by improving water quality, and, at the same time, creating green infrastructure capable of exploiting all the benefits provided by the ecosystem services of natural solutions (nature-based solutions).

11.1 Water purification processes

Pollutant control by SuDS generally sees attenuation of suspended solids, nutrients, and heavy metals. All data to date have demonstrated improved water quality through the use of permeable surfaces that, together with associated substructures, limit the direct discharge of pollutants into receiving waters, reducing the impact of pollution. In any case, pollutant removal capacity is highly variable and depends primarily on vegetation density and contact times.

In general, SuDS are capable of removing a wide variety of pollutants from stormwater through mechanisms of which the main ones are:

- Filtration;
- Biodegradation of organic pollutants, such as gasoline and diesel;
- Adsorption;
- Retention of solids;
- Sedimentation;
- Volatilization;
- Hydrolysis;
- Oxidation;
- Photolysis;
- Etc.

In addition, further arrangements can be made to improve treatment performance, such as use of improved soils (e.g., activated carbon) within permeable pavements or drainage filters. Especially in those devices where clay particles are present the latter provide great help in adsorption of pollutants. Vegetation, on the other hand, ensures soil stability and participates in the pollutant-holding action.

11.2 Groundwater vulnerability considerations

Several studies conducted for the purpose of assessing the vulnerability of groundwater to surface runoff have led to the following conclusions:

- the overall risk, to groundwater, associated with major contaminants associated with road runoff flowing through porous media is low.
- The presence of organic matter in the upper soil layer and/or in the soil layer below the surface infiltration systems (with the consequent opportunity for microbial degradation of the PAH and TPH, hydrocarbon content of road runoff runoff) coupled with a sufficiently deep unsaturated zone (1 m), provides a significant degree of protection of the underlying groundwater. In fact, most heavy metals, PAHs and TPH are retained in the top 10 cm of soil.
- Repeated input of contaminant mass over a prolonged period of time will eventually exhaust the adsorption properties of the material; in the case of conservative pollutants such as metals, this process, once the surface soil layer is exhausted, will also involve the soil column below the infiltration area eventually reaching groundwater.

The surface area and geometry of the infiltration system are therefore important to reduce risks, along with monitoring and maintenance programs. Research presented by Scott Wilson (2010) shows that for typical road loads, cadmium (as an example) takes from 54 to 714 years to move through 1 m of soil consisting of different types of unsaturated aquifer material. Therefore, it is considered unlikely that soil removal and component rehabilitation in the lower soil layers will be necessary during the useful life of the system.

However, it appears necessary to provide for the replacement and/or rehabilitation of the first layers of material in the works maintenance plan (CIRIA SuDS Manual C753).

11.3 Pollution risk assessment

The risk associated with surface water runoff to the receiving environment is a function of:

- land use and thus type of pollutants present;
- effectiveness of SuDS treatment components in reducing pollutant levels;
- sensitivity of the receiving environment (i.e., the final receptor).

Land use is the main factor influencing the quality of urban surface water runoff (Royal Haskoning, 2010) and can therefore be used to represent the likely significance of the expected pollutant concentrations and loads generated during rainfall events (i.e., the pollution risk posed by the site).

In the present case, the pollutants involved in runoff are mainly from runoff from driveway surfaces, and are generally represented by:

- Sediment.
- Metals (zinc, copper, cadmium).
- Hydrocarbons (oil and fuel), including polycyclic aromatic hydrocarbons (PAHs).
- Pesticides and herbicides (from landscape maintenance).
- Chlorides (from possible ice melting).

Based on the type of land use, hazard indices associated with the type of pollutant can be assigned. The indices range from 0 (no pollution hazard for the type of pollutant considered) to 1 (high pollution hazard for the type of pollutant considered).

The level of risk that can be associated with project areas can be considered medium to low, according to the classification proposed in *Table 10* below.

TABLE 26.2 Pollution hazard indices for different land use classifications

Land use	Pollution hazard level	Total suspended solids (TSS)	Metals	Hydro-carbons
Residential roofs	Very low	0.2	0.2	0.05
Other roofs (typically commercial/ industrial roofs)	Low	0.3	0.2 (up to 0.8 where there is potential for metals to leach from the roof)	0.05
Individual property driveways, residential car parks, low traffic roads (eg cul de sacs, homezones and general access roads) and non-residential car parking with infrequent change (eg schools, offices) ie < 300 traffic movements/day	Low	0.5	0.4	0.4
Commercial yard and delivery areas, non-residential car parking with frequent change (eg hospitals, retail), all roads except low traffic roads and trunk roads/motorways[1]	Medium	0.7	0.6	0.7
Sites with heavy pollution (eg haulage yards, lorry parks, highly frequented lorry approaches to industrial estates, waste sites), sites where chemicals and fuels (other than domestic fuel oil) are to be delivered, handled, stored, used or manufactured; industrial sites; trunk roads and motorways[1]	High	0.8[2]	0.8[2]	0.9[2]

Table 10 - Pollution risk indices for different land use types (CIRIA SuDS Manual C753).

Similarly, it is possible to associate, with the different systems adopted, a mitigation index representative of the performance capabilities of the type of SuDs, both for discharges to surface water (*Table 11*) and for discharges to groundwater (*Table 12*).

The proposed design solutions largely consist of two or more components that, working in series, thus provide a viable water treatment process; in fact, the mitigation index increases according to the following relationship:

$$SUDS\ Mitigation\ index_{total} = Mitigation\ index_1 + 0.5 \cdot Mitigation\ index_2$$

Where:

$Mitigation\ index_n$ = mitigation index of the n-th component. A coefficient of 0.5 is used to account for the reduced performance of secondary or tertiary components associated with already reduced inflow concentrations.

TABLE 26.3 Indicative SuDS mitigation indices for discharges to surface waters

	Mitigation indices[1]		
Type of SuDS component	**TSS**	**Metals**	**Hydrocarbons**
Filter strip	0.4	0.4	0.5
Filter drain	0.4[2]	0.4	0.4
Swale	0.5	0.6	0.6
Bioretention system	0.8	0.8	0.8
Permeable pavement	0.7	0.6	0.7
Detention basin	0.5	0.5	0.6
Pond[4]	0.7[3]	0.7	0.5
Wetland	0.8[3]	0.8	0.8
Proprietary treatment systems[5,6]	These must demonstrate that they can address each of the contaminant types to acceptable levels for frequent events up to approximately the 1 in 1 year return period event, for inflow concentrations relevant to the contributing drainage area.		

Table 11 - Indicative SuDS mitigation indices for discharges to surface waters (CIRIA SuDS Manual C753)

TABLE 26.4 Indicative SuDS mitigation indices for discharges to groundwater

Characteristics of the material overlying the proposed infiltration surface, through which the runoff percolates[1]	**TSS**	**Metals**	**Hydrocarbons**
A layer of dense vegetation underlain by a soil with good contaminant attenuation potential[2] of at least 300 mm in depth[3]	0.6[4]	0.5	0.6
A soil with good contaminant attenuation potential[2] of at least 300 mm in depth[3]	0.4[4]	0.3	0.3
Infiltration trench (where a suitable depth of filtration material is included that provides treatment, ie graded gravel with sufficient smaller particles but not single size coarse aggregate such as 20 mm gravel) underlain by a soil with good contaminant attenuation potential[2] of at least 300 mm in depth[3]	0.4[4]	0.4	0.4
Constructed permeable pavement (where a suitable filtration layer is included that provides treatment, and including a geotextile at the base separating the foundation from the subgrade) underlain by a soil with good contaminant attenuation potential[2] of at least 300 mm in depth[3]	0.7	0.6	0.7
Bioretention underlain by a soil with good contaminant attenuation potential[2] of at least 300 mm in depth[3]	0.8[4]	0.8	0.8
Proprietary treatment systems[5, 6]	These must demonstrate that they can address each of the contaminant types to acceptable levels for inflow concentrations relevant to the contributing drainage area.		

Table 12 - Indicative SuDS mitigation indices for discharges to groundwater (CIRIA SuDS Manual C753)

1 PREMESSA

La presente relazione tecnica illustra gli aspetti idraulici connessi alla realizzazione della rete di fognatura meteorica di un nuovo complesso privato facente parte dell'Ambito di Trasformazione n. 01 in Comune di Noviglio (MI), quartiere Santa Corinna, in prossimità del confine con il territorio comunale di Binasco. L'estensione complessiva dell'AdT è di circa 19,3 ha, di cui una parte verrà ceduta al Comune. Nella presente relazione i temi trattati, relativi al dimensionamento delle opere idrauliche della sola superficie privata (circa 15,5 ha), illustreranno il dimensionamento della rete di drenaggio e del sistema di smaltimento delle acque meteoriche ai sensi della normativa vigente: Legge regionale 11 marzo 2005, n.12 "Legge per il Governo del Territorio", Legge Regionale 15 marzo 2016, n. 4 "Revisione della normativa regionale in materia di difesa del suolo, di prevenzione e mitigazione del rischio idrogeologico e di gestione dei corsi d'acqua", Regolamento Regionale 23 novembre 2017, n.7 "Criteri e metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell'articolo 58 bis della legge regionale 11 marzo 2005, n. 12 (Legge per il governo del territorio)", pubblicato sul Supplemento al Bollettino Ufficiale di Regione Lombardia del 27 novembre 2017 n. 48, così come modificato e integrato dai r.r. n. 7 del 2018 e n. 8 del 2019.

La relazione è suddivisa nei seguenti argomenti principali:

- inquadramento normativo;
- invarianza idraulica: soluzioni progettuali di invaso e smaltimento delle acque;
- rete di drenaggio;
- sistemi di trattamento delle acque interessate da sversamenti accidentali di idrocarburi;
- sistemi di trattamento delle acque attraverso le soluzioni di drenaggio urbano sostenibile adottate.

2 INQUADRAMENTO NORMATIVO

2.1 Invarianza idraulica

Il documento di riferimento per la gestione e lo smaltimento delle acque meteoriche in Regione Lombardia è il Regolamento Regionale 7/2017 (d'ora in avanti chiamato RR o Regolamento per brevità) modificato e integrato dai R.R. n. 7 del 2018 e n. 8 del 2019, che stabilisce in dettaglio i criteri e i metodi di applicazione della legge regionale 12/2005 per quanto riguarda i principi di invarianza idraulica e idrologica.

L'articolo 3 del RR stabilisce che:

a) Gli interventi tenuti al rispetto dell'invarianza idraulica e idrologica di cui all'art. 58 bis, comma 2, della l.r. 12/2005 (Legge per il governo del territorio) sono specificati nei seguenti commi. Alcuni degli interventi di cui al precedente periodo sono rappresentati negli schemi esemplificativi di cui all'allegato A.
b) Nell'ambito degli interventi edilizi di cui al Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380 (Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia), sono soggetti all'applicazione del presente regolamento gli interventi:
    a. […]
    b. di nuova costruzione, così come definiti dall'articolo 3, comma 1, lettera e), del d.p.r. 380/2001, compresi gli ampliamenti; sono escluse le sopraelevazioni che non aumentano la superficie coperta dell'edificio; […]

Si riportano infine le definizioni di invarianza idraulica e idrologica, così come contenute all'interno della L.R. 12/2005 e riprese all'art. 2 del Regolamento:

- invarianza idraulica. Principio in base al quale le portate massime di deflusso meteorico scaricate dalle aree urbanizzate nei ricettori naturali o artificiali di valle non sono maggiori di quelle preesistenti all'urbanizzazione;
- invarianza idrologica. Principio in base al quale sia le portate sia i volumi di deflusso meteorico scaricati dalle aree urbanizzate nei ricettori naturali o artificiali di valle non sono maggiori di quelli preesistenti all'urbanizzazione.

2.2 Acque di prima pioggia

Il trattamento delle acque di prima pioggia in Regione Lombardia è normato dal Regolamento Regionale 4/2006, che all'art. 2 le definisce come "quelle corrispondenti, nella prima parte di ogni evento meteorico, ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di raccolta delle acque meteoriche". Si è fatto inoltre ricorso al documento. La disciplina delle acque di prima e seconda pioggia secondo il Regolamento Regionale 4/2006, prodotto dalla Provincia di Lecco come utile strumento interpretativo del succitato regolamento.

Ai sensi della normativa in vigore, sia nazionale che regionale, in materia di trattamento delle acque di prima pioggia, l'obbligo normativo di trattare le acque di prima pioggia in uscita dalle aree carrabili in progetto coinvolge, secondo l'art. 3 del Regolamento regionale 24.03.2006 n.4, le seguenti casistiche.

"*La formazione, il convogliamento, la separazione, la raccolta, il trattamento e lo scarico delle acque di prima pioggia sono soggetti alle disposizioni del presente regolamento qualora tali acque provengano:*

a. da superfici scolanti di estensione superiore a 2.000 mq, calcolata escludendo le coperture e le aree a verde, costituenti pertinenze di edifici ed installazioni in cui si svolgono le seguenti attività:
    1. industria petrolifera;
    2. industrie chimiche;
    3. trattamento e rivestimento dei metalli;
    4. concia e tintura delle pelli e del cuoio;
    5. produzione della pasta carta, della carta e del cartone;
    6. produzione di pneumatici;

7. *aziende tessili che eseguono stampa, tintura e finissaggio di fibre tessili;*
8. *produzione di calcestruzzo;*
9. *aree intermodali;*
10. *autofficine;*
11. *carrozzerie;*

b. *dalle superfici scolanti costituenti pertinenza di edifici ed installazioni in cui sono svolte le attività di deposito di rifiuti, centro di raccolta e/o trasformazione degli stessi, deposito di rottami e deposito di veicoli destinati alla demolizione;*
c. *dalle superfici scolanti destinate al carico e alla distribuzione dei carburanti ed operazioni connesse e complementari nei punti di vendita delle stazioni di servizio per autoveicoli;*
d. *dalle superfici scolanti specificamente o anche saltuariamente destinate al deposito, al carico, allo scarico, al travaso e alla movimentazione in genere delle sostanze di cui alle tabelle 3/A e 5 dell'allegato 5 al d.lgs. 152/1999."*

Le sole aree interessate dal predetto vincolo (ricomprese all'interno dell'art. 3 comma 1 lettera d) del RR 4/2006) risultano, nel caso in esame, le superfici della viabilità esterna prossime ai generatori di emergenza in cui potrebbero verificarsi sversamenti accidentali di idrocarburi durante le operazioni di carico dei generatori. Pertanto, in questo caso si è prevista la separazione delle acque di prima pioggia, con successivo trattamento in discontinuo (dissabbiatura + disoleazione) e successivo recapito in pubblica fognatura (nera).

Le vasche di raccolta posizionate sotto i trasformatori del solo edificio 1, adibite alla raccolta di eventuali sversamenti di idrocarburi, rappresentano superfici scolanti interessate anche dall'invaso di acque meteoriche che non sono ricomprese all'interno dell'art. 3 del RR 4/2006 e pertanto non soggette a obbligo di separazione delle acque di prima pioggia, ma come indicato all'articolo 5 del medesimo regolamento vanno così trattate:

> *"Le acque meteoriche di dilavamento provenienti da superfici contaminate da idrocarburi di origine minerale, in alternativa alla separazione delle acque di prima pioggia di cui al comma 2, possono essere sottoposte a trattamento in impianti con funzionamento in continuo, progettati sulla base della portata massima stimata in connessione agli eventi meteorici di cui al comma 3, fermo restando il rispetto dei valori limite di emissione di cui all'articolo 7, comma 1."*

Le vasche di raccolta posizionate sotto i trasformatori dell'edificio 2 non richiedono alcun trattamento in quanto dotate di pensiline di protezione dalle acque meteoriche e perché destinate a trasformatori di natura diversa, per i quali non si rileva il rischio di sversamento di idrocarburi.

3 ANALISI PLUVIOMETRICA

Il calcolo dei volumi di pioggia si effettua a partire dall'analisi pluviometrica, ricavando la Linea Segnalatrice di Possibilità Pluviometrica relativa all'area di interesse dal database del progetto STRADA di Arpa Lombardia.

Le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP), note anche come curve di possibilità pluviometrica o climatica, sono uno strumento applicativo finalizzato alla previsione e alla determinazione di eventi di precipitazione intensa utili all'identificazione delle maggiori sollecitazioni sul sistema idraulico considerato, in funzione del luogo e del tempo di ritorno.

Per il territorio in esame, sito in regione Lombardia, è possibile utilizzare i dati forniti da ARPA Lombardia. ARPA Lombardia, nell'ambito del progetto STRADA, sulla base delle osservazioni delle piogge massime annue di fissata durata di 1, 2, 3, 6, 12 e 24 ore per 105 stazioni meccaniche del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale, ha svolto un'attività di caratterizzazione statistica del territorio regionale mediante un modello scala-invariante secondo la distribuzione probabilistica GEV (Generalized Extreme Value), che ha prodotto la parametrizzazione delle LSPP su 69 punti strumentati e da questi su tutto il territorio regionale tramite tecniche di estrapolazione geostatistica; questo servizio, in continuo aggiornamento, è attualmente operativo e accessibile su piattaforma web-gis sul sito web istituzionale di ARPA (http://iris.arpalombardia.it/).

La quantità di precipitazione (espressa in termini di altezza) che va a sollecitare il sistema, molto variabile nel tempo e nello spazio, non può che essere considerata come una variabile casuale che, quindi, deve essere stimata in relazione ad un livello di probabilità "P" che essa ha di non essere superata, o meglio in relazione ad un periodo di tempo (tempo di ritorno) che intercorre mediamente tra due eventi nei quali il valore di tale altezza di pioggia, di assegnata durata, è superato:

$$T = \frac{1}{1-P}$$

Le LSPP, ognuna delle quali è ottenuta in corrispondenza di un preordinato tempo di ritorno T, descrivono la variabile casuale "massima altezza annuale di precipitazione di assegnata durata" e vengono in genere approssimate con espressioni del tipo:

$$h = a_1 \cdot w_T \cdot D^n$$

$$w_T = \varepsilon + \frac{\alpha}{k}\left\langle 1 - \left[\ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right]^k \right\rangle$$

in cui h è l'altezza di pioggia, D è la durata, a_1 è il coefficiente pluviometrico orario, w_T è il coefficiente probabilistico legato al tempo di ritorno T, n è l'esponente della curva (parametro di scala), α, ε, k sono i parametri delle leggi probabilistiche GEV adottate. Selezionando l'area interessata all'interno del SIT di ARPA Lombardia, è possibile interrogare i vettori specifici, ottenendo i parametri da inserire all'interno dell'equazione di possibilità pluviometrica indicata in precedenza.

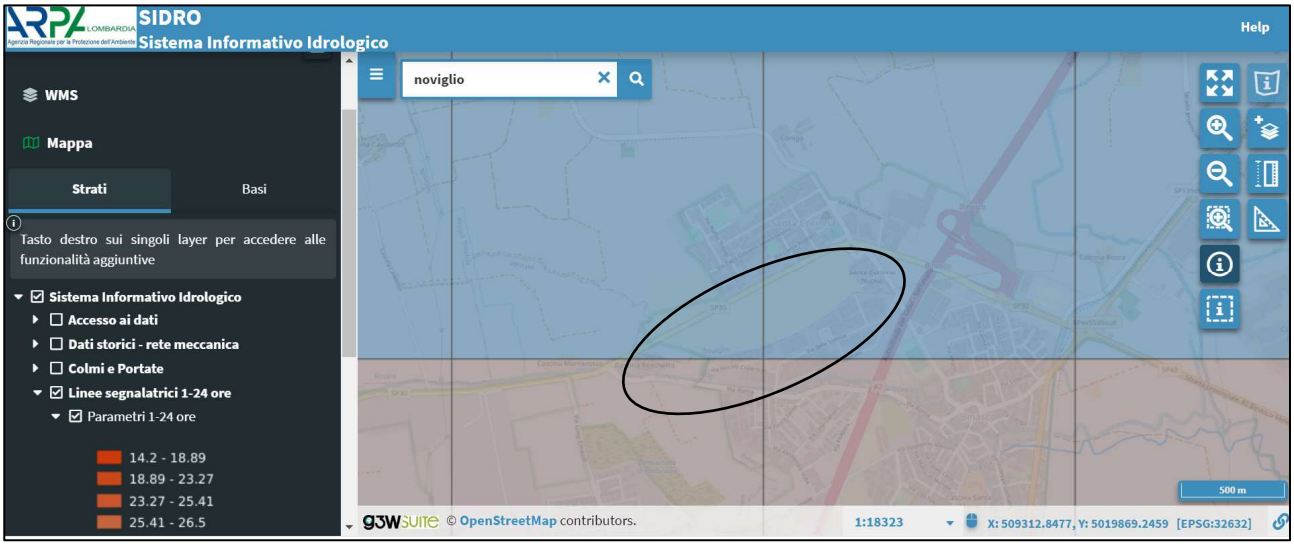


Figura 18 – Immagine tratta dal portale ARPA Lombardia per la determinazione dei parametri idrologici di progetto.

Poiché l'area in esame ricade all'interno di n. 2 celle distinte, i parametrici pluviometrici di entrambe le celle sono stati mediati ottenendo i seguenti valori:

A1 - Coefficente pluviometrico orario	28.20
N - Coefficente di scala	0.3004
GEV - parametro alpha	0.2951
GEV - parametro kappa	-0.0642
GEV - parametro epsilon	0.8094

L'applicazione dei parametri precedenti fornisce i valori di a ed n in funzione del tempo di ritorno, specifici per le aree di interesse (*Tabella 13*).

Tr	2	5	10	20	50	100	200
a	25.91	35.92	42.97	50.05	59.72	67.35	75.30
n	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30

Tabella 13 - Tabella riassuntiva dei parametri a ed n in funzione del tempo di ritorno per precipitazioni orarie.

Essendo $a = a_1 w_T$

In questo modo sono disponibili i parametri a ed n della legge di possibilità pluviometrica nella forma:

$$h = a D^n$$

dalla quale è possibile ricavare le portate generate da eventi caratterizzati da un prefissato tempo di ritorno, e dalle quali si potrà stimare il volume da rendere disponibile per l'invaso.

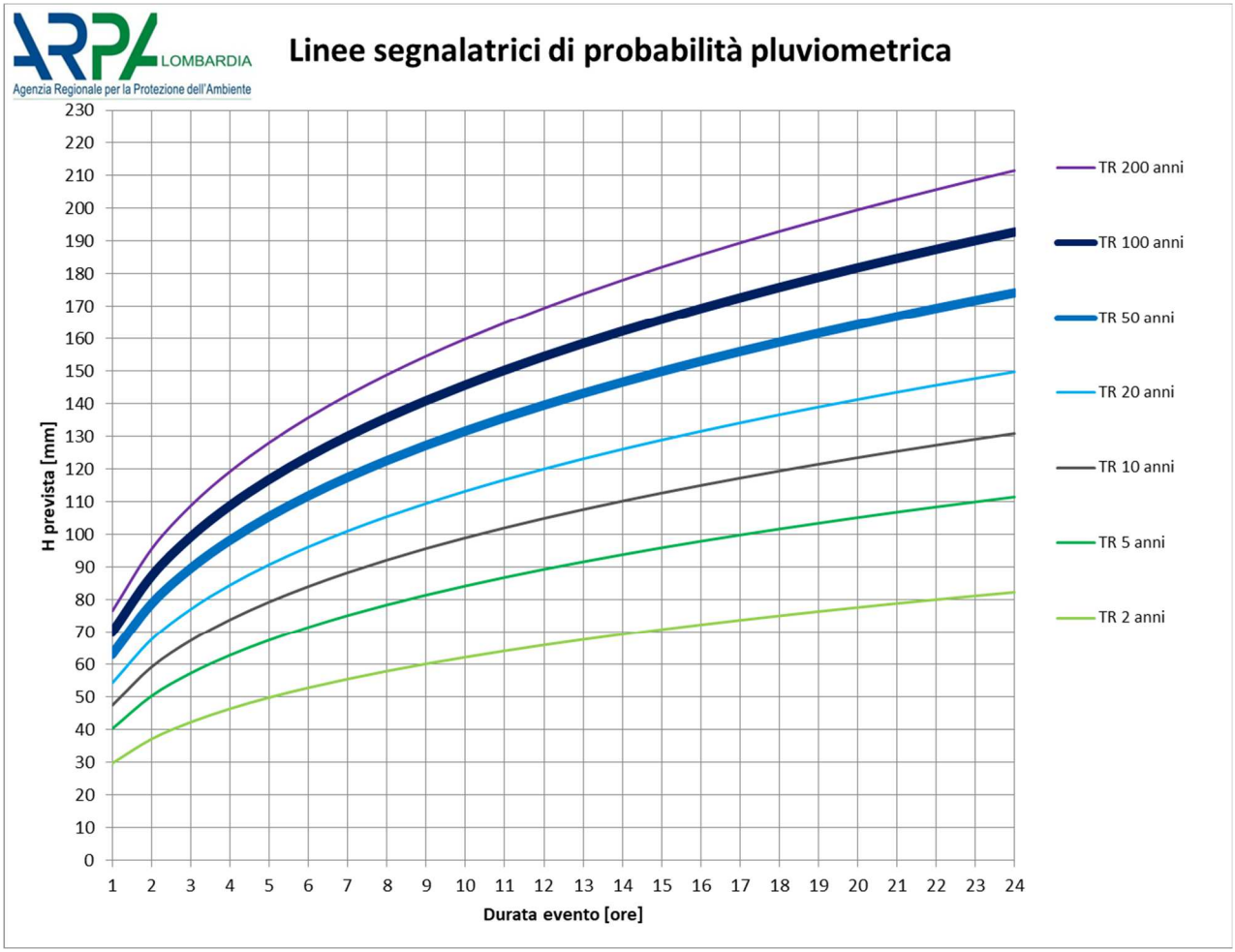


Figura 19 – Linee segnalatrici di possibilità pluviometriche

I parametri della *Tabella 13* si riferiscono a precipitazioni di durata superiore all'ora, mentre è noto che gli eventi critici per le reti di collettamento e scarico della scala di quello in progetto hanno durata minore dell'ora (eventi definiti "scrosci").

Per le durate inferiori all'ora il Regolamento suggerisce di adottare, in carenza di dati specifici, tutti i parametri indicati da ARPA tranne il parametro n per il quale si indica il valore n=0.50, in aderenza agli standard suggeriti dalla letteratura tecnica idrologica.

4 CRITERI E METODI DI APPLICAZIONE DELLA LR 12/2005

4.1 Criticità idraulica

Secondo il comma 3 dell'Art.7 del Regolamento, l'intero territorio regionale è stato suddivido in diverse aree in funzione del livello di criticità idraulica dei bacini dei corsi d'acqua ricettori. Tali aree sono le seguenti:

- aree A, ovvero ad alta criticità idraulica: aree che comprendono i territori dei comuni, elencati nell'allegato C, ricadenti, anche parzialmente, nei bacini idrografici elencati nell'allegato B;
- aree B, ovvero a media criticità idraulica: aree che comprendono i territori dei comuni, elencati nell'allegato C, non rientranti nelle aree A e ricadenti, anche parzialmente, all'interno dei comprensori di bonifica e Irrigazione;
- aree C, ovvero a bassa criticità idraulica: aree che comprendono i territori dei comuni, elencati nell'allegato C, non rientranti nelle aree A e B.

Dalla consultazione dell'allegato C risulta che il Comune di Noviglio ricade in area a criticità idraulica B.

NOVEDRATE	CO	A
NOVIGLIO	MI	B
NUVOLENTO	BS	B

Figura 20 – stralcio allegato C del Regolamento Regionale 7/2017

Ad ogni modo, poiché secondo il comma 5 del medesimo articolo, "Indipendentemente dall'ubicazione territoriale, sono assoggettate ai limiti indicati nel presente regolamento per le aree A di cui al comma 3, anche le aree lombarde inserite nei PGT comunali come ambiti di trasformazione o anche come piani attuativi previsti nel piano delle regole", l'intervento in oggetto deve rispettare le limitazioni imposte per le aree A (criticità elevata).

4.2 Valori massimi ammissibili della portata meteorica scaricabile nei ricettori

L'Art.8 (Valori massimi ammissibili della portata meteorica scaricabile nei ricettori) del RR riporta quanto segue:

"1. Gli scarichi nel ricettore sono limitati mediante l'adozione di interventi atti a contenere l'entità delle portate scaricate entro valori compatibili con la capacità idraulica del ricettore stesso e comunque entro i seguenti valori massimi ammissibili (Ulim):

d) per le aree A di cui al comma 3 dell'articolo 7: 10 l/s per ettaro di superficie scolante impermeabile dell'intervento;
e) per le aree B di cui al comma 3 dell'articolo 7: 20 l/s per ettaro di superficie scolante impermeabile dell'intervento;
f) per le aree C di cui al comma 3 dell'articolo 7: 20 l/s per ettaro di superficie scolante impermeabile dell'intervento.

2. Il gestore del ricettore può imporre limiti più restrittivi di quelli di cui al comma 1, qualora sia limitata la capacità idraulica del ricettore stesso ovvero ai fini della funzionalità del sistema di raccolta e depurazione delle acque reflue. [...]".

4.3 Definizione della modalità di calcolo dei volumi di invaso

Ai sensi dell'art. 9 del R.R. n. 7/2017 *"ai fini dell'individuazione delle diverse modalità di calcolo dei volumi da gestire per il rispetto del principio di invarianza idraulica e idrologica, gli interventi (omissis) richiedenti misure di invarianza idraulica e idrologica sono suddivisi nelle classi di cui alla tabella 1, a seconda della superficie interessata dall'intervento, (omissis). Ai fini della definizione della superficie interessata dall'intervento, lo stesso deve essere considerato nella sua unitarietà e non può essere frazionato".*

CLASSE DI INTERVENTO		SUPERFICIE INTERESSATA DALL'INTERVENTO	COEFFICIENTE DEFLUSSO MEDIO PONDERALE	MODALITÀ DI CALCOLO AMBITI TERRITORIALI (articolo 7)	
				Aree A, B	Aree C
0	Impermeabilizzazione potenziale qualsiasi	≤ 0,03 ha (≤ 300 mq)	qualsiasi	Requisiti minimi articolo 12 comma 1	
1	Impermeabilizzazione potenziale bassa	da > 0,03 a ≤ 0,1 ha (da > 300 mq a ≤ 1.000 mq)	≤ 0,4	Requisiti minimi articolo 12 comma 2	
2	Impermeabilizzazione potenziale media	da > 0,03 a ≤ 0,1 ha (da > 300 a ≤ 1.000 mq)	> 0,4	Metodo delle sole piogge (vedi articolo 11 e allegato G)	Requisiti minimi articolo 12 comma 2
		da > 0,1 a ≤ 1 ha (da > 1.000 a ≤ 10.000 mq)	qualsiasi		
		da > 1 a ≤ 10 ha (da > 10.000 a ≤ 100.000 mq)	≤ 0,4		
3	Impermeabilizzazione potenziale alta	da > 1 a ≤ 10 ha (da > 10.000 a ≤100.000 mq)	> 0,4	Procedura dettagliata (vedi articolo 11 e allegato G)	
		> 10 ha (> 100.000 mq)	qualsiasi		

Nel caso in oggetto, trattandosi di una superficie complessiva (area privata) superiore ai 10 ha, l'opera, in base alla tabella sopra riportata allegata al R.R. n. 7/2017, rientra tra quelli per i quali è definita la classe di intervento ad impermeabilizzazione potenziale alta.

La modalità di calcolo per la verifica del volume dell'invarianza idraulica richiede, ai sensi dell'art. 9 del R.R. n. 7/2017, la procedura dettagliata di cui all'art. 11 e allegato G del citato R.R. n. 7/2017.

Tale volume deve essere tuttavia maggiore del volume minimo d'invaso previsto dal Regolamento regionale 23 novembre 2017 - n. 7 "Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell'articolo 58 bis della legge regionale 11 marzo 2005, n. 12 (Legge per il governo del territorio)", così come modificato ed integrato dai r.r. n.7 del 2018 e n.8 del 2019 nei commi 2. e 3. dell'Art.12. Di seguito si riporta l'estratto:

"2. Nel caso di interventi classificati ad impermeabilizzazione potenziale bassa, indipendentemente dalla criticità dell'ambito territoriale in cui ricadono, e nel caso di interventi classificati ad impermeabilizzazione potenziale media o alta e ricadenti nell'ambito territoriale di bassa criticità, ferma restando la facoltà del professionista di adottare la procedura di calcolo delle sole piogge o la procedura di calcolo dettagliata descritte nell'allegato G, il requisito minimo da soddisfare consiste nella realizzazione di uno o più invasi di laminazione, comunque configurati, dimensionati adottando i seguenti valori parametrici del volume minimo dell'invaso, o del complesso degli invasi, di laminazione:

- *d) per le aree A ad alta criticità idraulica di cui all'articolo 7: 800 mc per ettaro di superficie scolante impermeabile dell'intervento;*
- *e) per le aree B a media criticità idraulica di cui all'articolo 7: 500 mc per ettaro di superficie scolante impermeabile dell'intervento;*
- *f) per le aree C a bassa criticità idraulica di cui all'articolo 7: 400 mc per ettaro di superficie scolante impermeabile dell'intervento.*

3. I volumi di cui al comma 2 sono da adottare anche nel caso di interventi classificati ad impermeabilizzazione potenziale media o alta e ricadenti negli ambiti territoriali ad alta e media criticità, qualora il volume risultante dai calcoli di cui all'articolo 11, comma 2, lettera e), fosse minore."

Infine, secondo quanto riportato all'art. 11 comma 2 lettera e) *<< Qualora si attui il presente regolamento mediante la realizzazione di sole strutture di infiltrazione, e quindi non siano previsti scarichi verso ricettori, il requisito minimo di cui all'articolo 12, comma 2, è ridotto del 30 %, purché i calcoli di dimensionamento delle strutture di infiltrazione siano basati su prove di permeabilità, allegate al progetto, rispondenti ai requisiti riportati nell'Allegato F. Tale riduzione non si applica nel caso in cui si adotti il requisito minimo di cui all'articolo 12, comma 2, senza pertanto applicare la procedura di calcolo delle sole piogge o dettagliata>>.*

5 DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI INVASO E DISPERSIONE

Il concetto di invarianza idraulica presuppone la realizzazione, nelle aree che subiranno una perdita di permeabilità a seguito delle trasformazioni in progetto, di interventi il cui scopo è quello di mantenere invariata la portata superficiale defluente verso l'esterno. Questo risultato si può ottenere agevolando, dove possibile, l'infiltrazione nel terreno dei volumi idrici in eccesso, rispetto alle condizioni pre-trasformazione, o laminando le portate. Quest'ultimo caso si opera realizzando vasche di accumulo temporaneo, la cui funzione è quella di trattenere l'acqua che defluisce in superficie durante gli eventi meteorici, per poi rilasciarla gradualmente con una portata prestabilita.

Le tipologie d'intervento per ottenere l'invarianza idrologico-idraulica sono principalmente quattro:

e. vasche di laminazione permeabili o impermeabili;
f. aree verdi ribassate/bacini di detenzione e simili;
g. trincee drenanti e simili;
h. pozzi filtranti.

In generale, nella scelta degli interventi da realizzare per la gestione delle acque meteoriche sono da preferire, laddove possibile, quelli di tipo naturale, che consentono un utilizzo multifunzionale dell'opera; in altre parole, i sistemi di drenaggio urbano sostenibile (Sustainable Urban Drainage System – SuDs)

5.1 Caratteristiche geologiche e capacità di infiltrazione

Dal punto di vista geologico, l'area d'interesse si inserisce in un contesto deposizionale fluvioglaciale e fluviale quaternario, caratterizzato da una morfologia sub-pianeggiante, in leggero declivio verso sud-est. il Piano di Governo del Territorio (PGT) del Comune di Noviglio identifica come l'area di interesse sia impostata su terreni fluvioglaciali prevalentemente sabbioso-ghiaiosi.

Dalla consultazione della "Relazione ambientale e analisi della componente geologica" redatta dal Dott. Geologo Paolo Mauri di Ambiente spa in data ottobre 2020, in occasione della quale è stata eseguita una campagna di indagini Geologico-geotecniche, è stato possibile suddividere il sottosuolo dell'area oggetto d'indagine nei seguenti orizzonti:

- *Orizzonte 1 - superficiale*
  Orizzonte di depositi granulari sciolti, costituito da terreno di coltivo e sabbia-limosa/limo-sabbioso con presenza di materia vegetale sino a profondità comprese tra 0.6 e 1.0 m da p.c. e, inferiormente, da sabbie con alternanze di livelli limosi e ghiaiosi, con rari ciottoli, sino a profondità generalmente comprese tra 3.0 e 4.0m, sino ad un massimo di 5.5m da p.c.
- *Orizzonte 2 - intermedio*
  Orizzonte di depositi granulari mediamente addensati, costituito prevalentemente da sabbie medie e fini debolmente limose, con locale presenza di livelli ghiaiosi, individuato sino a profondità perlopiù comprese tra 8.5 e 10m da p.c.
- *Orizzonte 3 – profondo*
  Orizzonte di depositi granulari mediamente addensati, costituito da una successione monotona di sabbie medie e fini debolmente limose individuato sino alle massime profondità indagate (20m).

In occasione della campagna di indagini effettuata a ottobre-novembre 2022, dettagliatamente presentata nella relazione geologica, sono state effettuate prove infiltrometriche a doppio anello in tre diversi punti dell'area di interesse (rappresentati in *Figure 4*) che hanno restituito valori di conducibilità idraulica calcolata compresi tra i 2.03 x 10^{-5} m/s e 9.59 x 10^{-6} m/s, rispettivamente registrati nelle prove K1 e K2. La prova infiltrometrica K3 ha restituito una conducibilità idraulica calcolata di 1.21 x 10^{-5} m/s. Se ne deduce un valore medio di riferimento pari a 1,5 * 10^{-5} m/s. Localizzate riduzioni del valore di permeabilità si sono verificate durante le prove ad anello, condizionate dalla non trascurabile percentuale limosa presente in superficie.

Figura 21 – Ubicazione prove infiltrometriche a doppio anello

Sulla base delle considerazioni sopra riportate si è giunti ad una configurazione di progetto per il drenaggio, accumulo e smaltimento delle acque meteoriche basata su soluzioni miste di tipo infiltrante, in cui gli elementi di maggiore rilevanza consistono in bacini di detenzione e infiltrazione, similari all'esempio riportato in *Figure 5*, dreni filtranti (*Figure 6*) e pozzi perdenti.

Risulta ad ogni modo necessario evidenziare che le nuove aree sorgeranno in rilevato rispetto alla quota di piano campagna presente allo stato di fatto, pertanto sarà opportuno prevedere, qualora la quota di fondo delle opere di infiltrazione (in particolare i bacini) sia superiore rispetto alla quota di piano campagna attuale, terreni che garantiscano una buona permeabilità. Inoltre, in corrispondenza delle aree in cui si prevede posizionare i bacini infiltranti si procederà allo sbancamento dei primi 20 cm del terreno presente, per poi procedere, tramite ripuntatori, ad lavorazione profonda (60 cm) del terreno sottostante per facilitare il drenaggio profondo delle acque. I terreni di riporto, che costituiranno il fondo dei bacini, saranno miscelati con sabbia e ghiaia per migliorarne le caratteristiche drenanti.

Il vincolo principale da tenere in considerazione nella definizione delle tecnologie da adottare per lo smaltimento delle acque meteoriche risulta essere la presenza della falda a quota 97,90 m s.l.m..

5.2 Bacini infiltranti

Sulla base delle considerazioni sopra riportate si è giunti ad una configurazione di progetto per l'accumulo e lo smaltimento delle acque meteoriche basata su soluzioni di tipo infiltrante consistenti in bacini di detenzione e infiltrazione, similari all'esempio riportato in *Figure 5*.

Figura 22 – esempi di bacini di detenzione e infiltrazione delle acque meteoriche. Fonti: Susdrain (sx), Bluegrass Landscaping&Maintenance (dx)

I bacini di infiltrazione sono aree modellate in modo tale da creare dei piccoli invasi, profondi generalmente meno di 1 m, che hanno la funzione di accumulare momentaneamente e smaltire tramite infiltrazione i deflussi prodotti da una superfice impermeabile. I terreni più idonei sono quelli sabbiosi con presenza di ghiaia grossolana in quanto facilitano il drenaggio ed evitano il formarsi di ristagni idrici. Per mantenere nel tempo l'elevata permeabilità del bacino, sono di fondamentale importanza la presenza di essenze vegetali erbacee rustiche come, per esempio, alcune varietà di Festuca Arundinacea, Lolium Perenne e Poa Pratensis (Manuale sulle buone pratiche di utilizzo dei sistemi di drenaggio urbano sostenibile, Masseroni, Massara, Gandolfi, Bischetti). È comunque possibile prevedere l'inserimento anche di specie arbustive (Cornus sanguinea, Frangula alnus, Salix purpurea, Viburnum opulus) e/o arboree (Amelanchier laevis 'Service berry', Acer rubrum) per aumentare il valore paesaggistico e la biodiversità dell'area.

Nello specifico si prevede quindi la realizzazione di n. 6 bacini di detenzione dal fondo permeabile, vegetati e poco profondi, adibiti allo stoccaggio superficiale temporaneo delle acque di copertura e di parte delle acque provenienti dalla viabilità interna, aventi quota di fondo a 98,90 m s.l.m., sponde alte 80 cm (fino alla quota sommitale di 99,70 m s.l.m.) inclinate a 45°, e le seguenti superfici:

- bacino 1, situato nel quadrante nord-occidentale, di superficie di base pari a circa 3100 m^2;
- bacino 2, situato nel quadrante nord-orientale, di 2000 m^2;
- bacino 3, situato nel quadrante sud-occidentale, di 3800 m^2;
- bacino 4, situato nel quadrante sud-orientale, di 5800 m^2.
  (Questi quattro collegati a due a due, 1 e 2, 3 e 4, da una tubazione di diametro 400 mm).
- bacini 5 e 6, adibiti allo smaltimento delle acque provenienti dalle baie di carico, di superficie pari a circa 300 m^2 ciascuno.

Considerando, per i quattro bacini principali, un franco di sicurezza di circa 10 cm, e quindi un invaso massimo di 70 cm, mentre per i due bacini più piccoli, un tirante massimo di 40 cm, **il volume complessivamente invasabile risulta circa pari a 10'900 m^3**.

5.3 Dreni filtranti

Per il drenaggio delle acque meteoriche della viabilità interna si prevede la posa, sul margine esterno della piattaforma stradale, di dreni filtranti, di cui si riportano immagini di esempio in *Figure 6*.

Figura 23 – esempi di dreni filtranti, Fonte: The Suds Manual

I dreni filtranti sono elementi lineari realizzati con lo scopo di favorire l'infiltrazione dei volumi di runoff stradale attraverso la superficie superiore e la loro successiva filtrazione nel sottosuolo attraverso i lati e il fondo della trincea. Questa tipologia di soluzione infiltrante è in grado di rimuovere un'ampia gamma di inquinanti delle acque di pioggia, attraverso meccanismi di assorbimento, precipitazione, filtrazione degradazione chimica e batterica. La causa principale dei danni a questa tipologia di manufatti è rappresentata dai veicoli che, uscendo dalla carreggiata, disperdono il materiale filtrante; per impedire al traffico di passare o parcheggiare sul drenaggio filtrante si possono utilizzare barriere come dissuasori o massi ciclopici. Si dovranno infine prevedere, lungo lo sviluppo lineare di queste strutture, pozzetti di ispezione distanzi per un massimo di 80 – 90 m, in modo che i tubi, all'occorrenza, possano essere puliti con getti d'acqua.

I dreni filtranti sono costituiti da scavi in trincea, in genere a sezione rettangolare, riempiti con materiale inerte naturale ghiaioso e sabbioso, ad elevata permeabilità. Per evitare l'intasamento del corpo drenante da parti fini lo scavo verrà completamente rivestito da strati di tessuto non tessuto.

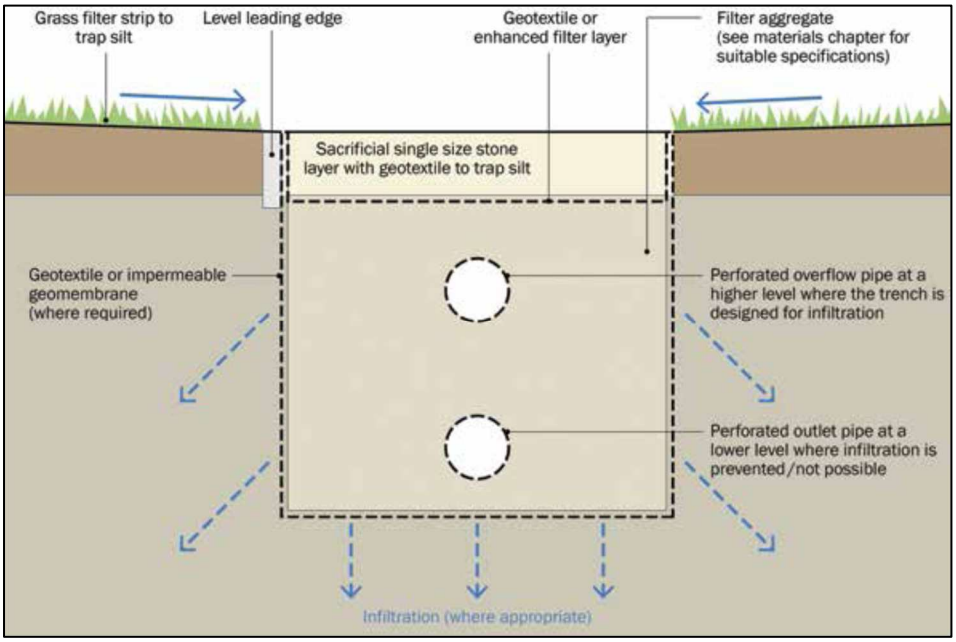

Grass filter strip to trap silt
Level leading edge
Geotextile or enhanced filter layer
Filter aggregate (see materials chapter for suitable specifications)
Sacrificial single size stone layer with geotextile to trap silt
Geotextile or impermeable geomembrane (where required)
Perforated overflow pipe at a higher level where the trench is designed for infiltration
Perforated outlet pipe at a lower level where infiltration is prevented /not possible
Infiltration (where appropriate)

Figura 24 – schema di dreno filtrante, Fonte: The Suds Manual

I dreni adottati nel presente progetto sono suddivisi in tre tipologie;

- dreni filtranti a doppia tubazione (*Figura 25*): di dimensioni maggiori, presenti solo sul margine esterno della viabilità perimetrale, non carrabili, saranno caratterizzati da una sezione trasversale di altezza di circa 1,64 m ed una larghezza di circa 1,20 m ed equipaggiati con una coppia di dreni filtranti (tubazioni

forate in cls): la tubazione più profonda, di diametro interno 300 mm, posizionata alla base della trincea, trasporterà l'acqua lungo l'intera struttura drenante, per uniformarne il funzionamento; la tubazione più superficiale, di diametro sempre pari a 300 mm, fungerà da troppo pieno per la trincea riversando le acque eventualmente in essa afferenti alla rete di drenaggio e quindi al bacino di detenzione più prossimo;

- dreni filtranti carrabili a doppia tubazione: sempre posizionati sul margine esterno della viabilità perimetrale; a differenza dei precedenti verranno dotati di masselli autobloccanti sufficientemente distanziati da agevolare il drenaggio delle acque e renderli contemporaneamente carrabili. Saranno caratterizzati da una sezione trasversale simile alla precedente ed equipaggiati, anche in questo caso, con una coppia di dreni filtranti (tubazioni forate in cls), aventi le medesime funzioni del caso precedente.
- dreni filtranti carrabili a singola tubazione (*Figura 26*): di dimensioni ridotte rispetto alla precedente verranno però posizionati su entrambi i margini della strada che attraversa trasversalmente il comparto; a differenza dei precedenti verranno dotati di masselli autobloccanti sufficientemente distanziati da agevolare il drenaggio delle acque e renderli contemporaneamente carrabili. Saranno caratterizzati da una sezione trasversale 1,00 m x 1,00 m ed equipaggiati con una sola tubazione forata in di diametro interno 300 mm.

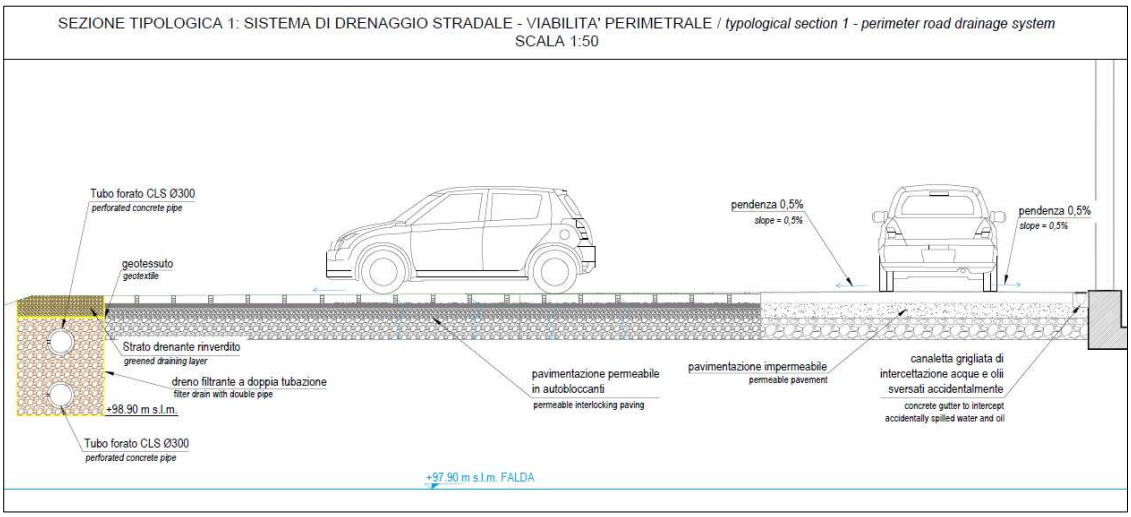

SEZIONE TIPOLOGICA 1: SISTEMA DI DRENAGGIO STRADALE - VIABILITA' PERIMETRALE / typological section 1 - perimeter road drainage system
SCALA 1:50
Tubo forato CLS Ø300
perforated concrete pipe
geotessuto
geotextile
Strato drenante rinverdito
greened draining layer
dreno filtrante a doppia tubazione
filter drain with double pipe
+98.90 m s.l.m.
Tubo forato CLS Ø300
perforated concrete pipe
pavimentazione permeabile in autobloccanti
permeable interlocking paving
pendenza 0,5%
slope = 0,5%
pavimentazione impermeabile
permeable pavement
pendenza 0,5%
slope = 0,5%
canaletta grigliata di intercettazione acque e olii sversati accidentalmente
concrete gutter to intercept accidentally spilled water and oil
+97.90 m s.l.m. FALDA

Figura 25 – sezione tipologica di drenaggio stradale con dreno filtrante a doppia tubazione non carrabile

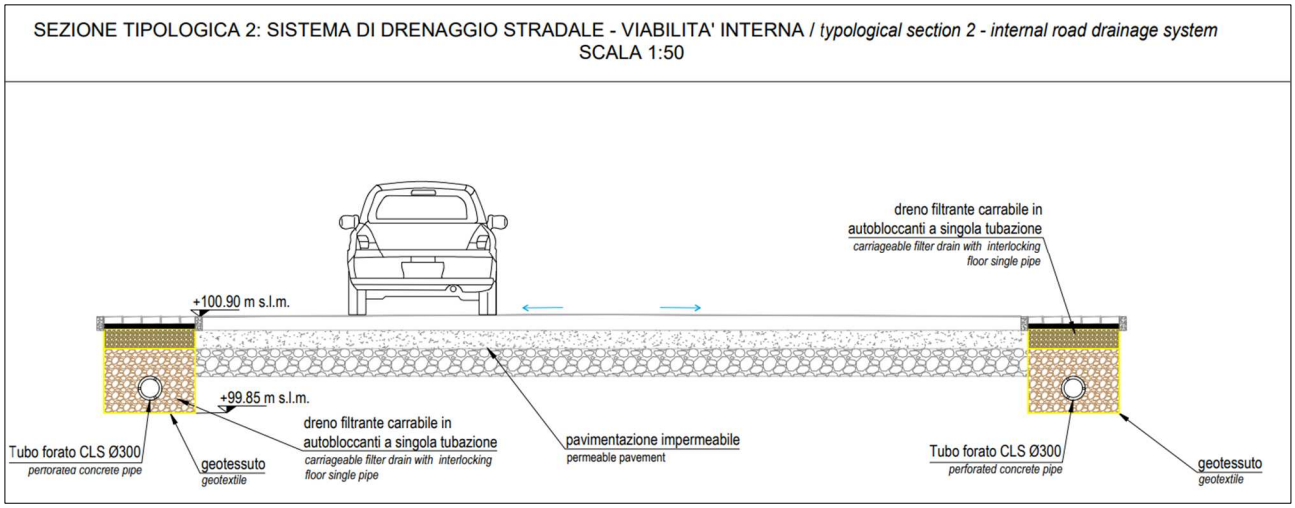

SEZIONE TIPOLOGICA 2: SISTEMA DI DRENAGGIO STRADALE - VIABILITA' INTERNA / typological section 2 - internal road drainage system
SCALA 1:50
dreno filtrante carrabile in autobloccanti a singola tubazione
carriageable filter drain with interlocking floor single pipe
+100.90 m s.l.m.
+99.85 m s.l.m.
Tubo forato CLS Ø300
perforated concrete pipe
geotessuto
geotextile
dreno filtrante carrabile in autobloccanti a singola tubazione
carriageable filter drain with interlocking floor single pipe
pavimentazione impermeabile
permeable pavement
Tubo forato CLS Ø300
perforated concrete pipe
geotessuto
geotextile

Figura 26 – sezione tipologica di drenaggio stradale con dreno filtrante carrabile a singola tubazione

Considerando quindi anche la presenza di questi manufatti si può calcolare un ulteriore contributo alla capacità di invaso del sistema di smaltimento delle acque di circa 1100 m^3.

Le diverse soluzioni infiltranti sono pensate per tenere la base ad oltre 1 metro di distanza dalla falda allo scopo di:

- minimizzare il rischio di contaminazione da parte dell'acqua meteorica;
- ridurre il rischio di aumento del livello di falda durante eventi piovosi, con conseguente riduzione del volume utile;
- garantire una sufficiente area insatura tra la trincea/bacino e la falda, in modo da massimizzare la capacità di infiltrazione.

5.4 Pozzi perdenti

Questa soluzione progettuale è stata adottata per lo smaltimento delle acque meteoriche, previo trattamento di disoleazione, potenzialmente interessate da sversamenti accidentali di idrocarburi provenienti dalle vasche di raccolta presenti sotto i trasformatori ubicati all'interno degli yard dell'edificio 1 (i trasformatori dell'edificio 2, di diversa tipologia, vengono invece dotati di tettoia e le vasche di raccolta olii non vengono quindi interessate da acque meteoriche);

La tecnica dei pozzi perdenti (o anche detti pozzi d'infiltrazione) è adatta al caso di suoli generalmente poco permeabili e può essere adoperata per interventi a piccola scala.

Da un punto di vista costruttivo, i pozzi d'infiltrazione sono costituiti da un condotto, senza fondo, che penetra in verticale, sotto la superficie del suolo, in modo da interessare strati particolarmente assorbenti. Essi sono costituiti da un insieme di anelli fenestrati in calcestruzzo vibrocompresso sovrapponibili e impilabili tramite un sistema denominato "a bicchiere". Intorno alla parete forata del pozzo si pone uno strato di pietrisco/ghiaia, sistemato anch'esso ad anello, per uno spessore in senso orizzontale di circa 80-100 cm e di granulometria crescente procedendo verso le pareti del pozzo, in modo da facilitare il deflusso delle acque ed evitare l'intasamento dei fori disperdenti. Si può posizionare uno strato di "tessuto non tessuto" tra il dreno circostante e il pozzo per prevenire eventuali occlusioni e quindi modificare la capacità filtrante.

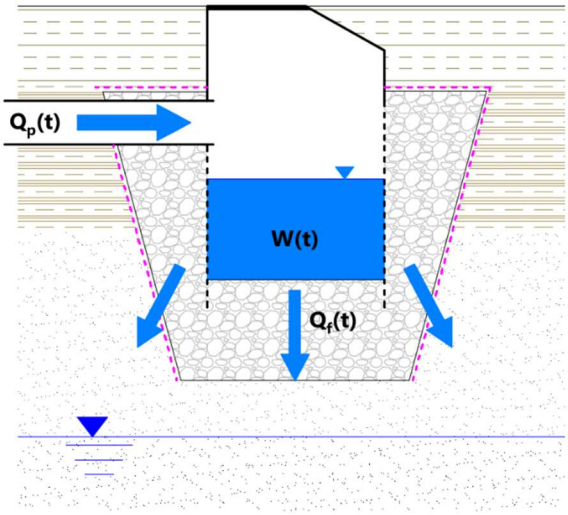


Figura 27 – Schematizzazione pozzo superficiale d'infiltrazione

Da un punto di vista idraulico, i pozzi di infiltrazione sono dei bacini artificiali cilindrici, realizzati allo scopo di smaltire le portate in arrivo, entro limiti prefissati, dipendenti dalla conducibilità idraulica del terreno. Per operare lo smaltimento e la laminazione delle portate, il pozzo d'infiltrazione deve avere una capacità atta a determinare un processo d'invaso temporaneo dell'onda di piena in arrivo ed il suo smaltimento, graduale, nel tempo.

Questa tipologia di soluzione che prevede l'invaso e la dispersione delle acque meteoriche nel sottosuolo attraverso questi grandi serbatoi forati è stata adottata per lo smaltimento delle acque:

- di raccolta delle vasche posizionate sotto i trasformatori presenti nelle yard dell'edificio 1.

Prima dell'immissione della portata di progetto nel pozzo, è prevista una disoleazione delle acque in continuo.

5.5 Trattamento delle acque di prima pioggia

Questa soluzione progettuale è stata adottata per lo smaltimento delle acque, previo trattamento di disoleazione, del sistema:

- acque meteoriche di prima pioggia, potenzialmente interessate da sversamenti accidentali di idrocarburi, provenienti dalle canalette di raccolta ubicate sul lato interno delle strade perimetrali degli yard. Queste canalette drenano infatti le acque della corsia interna della strada, dove si suppone che, durante le operazioni di ricarica di carburante dei generatori presenti negli yard, si possano verificare sversamenti accidentali.

Il trattamento di prima pioggia sarà di tipo discontinuo ed interesserà le acque della corsia interna delle strade perimetrali degli yard (circa 612 m^2). La separazione delle acque di prima pioggia, provenienti dalle canalette di raccolta parallele alle barriere antirumore, avverrà mediante due pozzetti scolmatori di monte in c.a.v., che raccolgono le acque della dorsale stradale interna e le convogliano, mediante due tubazioni in pvc SN8 kN/m^2 De 160 mm, prima ad un pozzetto di raccordo, in seguito ad un comparto di accumulo – vasca prefabbricata in c.a.v. – mediante una tubazione in pvc SN8 kN/m^2 De 160 mm. Dalla sezione di accumulo, al termine della durata stabilita dalla normativa (96 ore dal termine dell'evento in Regione Lombardia) si provvede allo scarico della vasca tramite sollevamento mediante elettropompa sommergibile, dapprima nel pozzetto di calma che scarica a sua volta nella sezione di disoleazione – anch'essa costituita da una vasca in c.a.v. dotata di filtro a coalescenza estraibile (realizzato secondo UNI-EN 858-1). Il comparto di disoleazione scarica a sua volta all'interno del pozzetto di campionamento posto al di fuori della parte edificata della yard, a monte della restituzione in fognatura nera.

6 INVARIANZA IDRAULICA - VOLUMI MINIMI

Il valore di volumetria minima da destinare al potenziale invaso è imposto dal valore normativo minimo dato dal Regolamento Regionale, che per il caso in oggetto sarebbe pari a 800 m^3/ha_{imp}. Nel caso in esame, poiché la soluzione progettuale di smaltimento delle acque prevede la sola infiltrazione quale metodologia di smaltimento delle acque per l'evento di progetto, viene considerata una riduzione del 30% del vincolo normativo (560 m^3/ha_{imp}), secondo quanto riportato all'art. 11 comma 2 lettera e) del R.R. 7/2017. Si precisa che tale riduzione è applicabile in presenza di "prove di permeabilità rispondenti ai requisiti riportati nell'Allegato F".

Sotto queste ipotesi, risulta pertanto necessario procedere al calcolo del coefficiente di afflusso medio ponderale necessario all'individuazione della superficie impermeabile complessiva. Per il calcolo del coefficiente di afflusso medio ponderale si vuole precisare che le aree verdi non collettate, che costituiscono una quota parte significativa della superficie complessiva, sia interna che esterna all'area privata, non sono da assoggettare al RR 7/17 (art. 11 c.2 lett. d), in quanto la condizione di progetto non è peggiorativa rispetto allo stato originario. Per le restanti aree verdi invece, comprese tra gli edifici e la viabilità, è stato considerato un coefficiente di deflusso pari a 0,3, per le superfici impermeabili (coperture, viabilità e bacini di ritenzione) un coefficiente di deflusso pari a 1, mentre per le superfici semipermeabili (parcheggi in pavimentazione drenante) un coefficiente pari a 0,7.

Le superfici complessive assoggettate al R.R. e i relativi coefficienti di deflusso medio sono così definiti:

SUPERFICIE	A [m^2]	Φ [/]
SUP IMPERMEABILI (viabilità)	39626.0	1
SUP IMPERMEABILI (coperture)	28120	1
SUP BACINI	16088	1
SUP SEMIPERMEABILE (parcheggi drenanti)	7894	0.7
SUP PERMEABILE (yard)	24860	0.3
TOTALE	**116588**	**0.83**

Tabella 14 - calcolo del coefficiente di afflusso medio ponderale dell'area privata

La volumetria minima da garantire risulta pertanto essere:

A_{tot} [ha]	11.66
ϕ_{avg}	0.83
A_{imp} [ha]	9.68
$Classe_{CI}$ (piano att.)	A
$w_{req\ teo}$ [m^3/ha_{imp}]	800
$C_{riduz\ inf}$ [/]	30%
$w_{req\ eff}$ [m^3/ha_{imp}]	560
W_{req} [m^3]	**5422**

Tabella 15 - calcolo del volume di invaso minimo ai sensi dell'art 12 RR 7/2017

Il sistema proposto (costituito da una capacità di invaso, dei soli bacini, pari a circa 10'900 m^3) risulta pertanto ampiamente sufficiente a garantire la volumetria minima imposta da normativa.

7 CALCOLO DEL PROCESSO DI LAMINAZIONE

I parametri idrologici utilizzati ai fini del dimensionamento delle soluzioni di invaso sono quelli validi per un tempo di ritorno Tr=50 anni (cifr. punto 4.2 art. 11 del Regolamento Regionale).

Il dimensionamento degli invasi segue – con le opportune declinazioni in ciascun caso – la procedura di calcolo contenuta nell'allegato G del RR, ai sensi di quanto indicato all'art. 11, lett. e) del medesimo documento. La metodologia utilizzata prende il nome di laminazione statica.

Il processo di laminazione è descritto dalle seguenti equazioni:

- Equazione differenziale di continuità (o bilancio di massa)

$$Q_e(t) - Q_u = \frac{dW(t)}{dt}$$

- Legge di efflusso che governa le opere preposte allo scarico dall'invaso o in generale allo svuotamento del bacino

$$Q_u = Q_u(h)$$

- Legge di invaso del bacino

$$W = W[h(t)]$$

in cui:

- Qe(t) [m^3/s] rappresenta la portata in ingresso ai sistemi di invaso mediante la rete di drenaggio;
- Qu [m^3/s] rappresenta la portata uscente dal sistema di invaso, quindi la portata dispersa per infiltrazione;
- W[h(t)] [m^3] rappresenta il volume invasato all'interno del sistema e la legge di invaso è ricavabile dalle caratteristiche geometriche del sistema;
- h(t) [m] rappresenta il relativo tirante idrico all'interno del sistema.

La risoluzione del sistema di equazioni appena descritto si basa sulla definizione delle portate in ingresso al sistema e dei parametri geometrici, idrologici e idraulici. Il sistema viene integrato numericamente alle differenze finite, fissando un incremento temporale di 1 minuto (Δt=1 min). Si risolvono le equazioni istante per istante, individuando i parametri che portano alla definizione dell'evento critico, ovvero l'evento meteorico che massimizza il volume invasato dal bacino.

7.1 Portata in ingresso Qe

L'applicazione della procedura dettagliata per il dimensionamento del sistema di invaso suggerisce l'utilizzo di un modello afflussi-deflussi che converta l'intensità dell'evento meteorico (ietogramma), espresso in mm/h, in un idrogramma di piena in corrispondenza della sezione prefissata.

Per il calcolo dell'idrogramma di piena in ingresso si è scelto di considerare uno ietogramma costante, in quanto l'utilizzo dello ietogramma Chicago, suggerito in ALLEGATO G del suddetto R.R. 23/11/2017, non fornisce risultati maggiormente severi nella massimizzazione del volume di invaso.

Utilizzando la LSPP relativa a un tempo di ritorno di 50 anni, individuando per tentativi la durata critica, ovvero la durata di pioggia θ che massimizza i volumi di invaso, è possibile calcolare lo ietogramma (lordo) e, a partire da esso, applicando il relativo coefficiente di afflusso φ, lo ietogramma netto.

Il modello afflussi-deflussi scelto è il metodo della corrivazione con curva area-tempi lineare di cui se ne riporta la risoluzione analitica – possibile per lo ietogramma costante – nelle equazioni a seguire:

$$Q_e(t, \theta \geq t_C)\ [\frac{m^3}{s}] = \int_0^t u(t-\tau)p(\tau)d\tau = Sp(t) * \begin{cases} \frac{t}{t_C} & t \leq t_C \\ 1 & t_C < t \leq \vartheta \\ \frac{t_C - (t-\theta)}{t_C} & d < t \leq \theta + t_C \\ 0 & t > \theta + t_C \end{cases}$$

dove θ [s] è la durata della precipitazione, t_C [s] è il tempo di corrivazione, S [m²] è la superficie di drenaggio e p(t) [m/s] è il tasso di precipitazione netta.

Il tempo di corrivazione t_C viene generalmente calcolato come somma del tempo di ingresso alla rete, funzione delle caratteristiche della superficie scolante, e il tempo di rete, ovvero il tempo di percorrenza nelle canalizzazioni lungo il percorso idraulicamente più lungo. Ipotizzando una condizione di moto uniforme lungo la rete, il tempo di percorrenza viene calcolato come segue.

$$t_R = \frac{1}{1.5}\sum \frac{L_i}{V_i}$$

Per tenere conto della variabilità nel tempo della precipitazione, che il metodo di corrivazione trascura portando a una sottostima della portata al colmo, si riduce il tempo di corrivazione di un fattore pari a 1/1.5.

7.2 Portata in uscita Qu

La portata uscente, nel sistema considerato, è costituita dalla portata che si disperde nel sottosuolo per infiltrazione. Questa si ottiene mediante la formula di Sieker, come:

$$Q_U = \frac{1}{2}k \cdot S_{INF}J(h)$$

$$J(h) = (\frac{L+h}{L+h/2})$$

In cui:

- k [m/s] rappresenta il coefficiente di conducibilità idraulica del terreno;
  - per il sistema di bacini 1+2 e per il bacino 6 esso è stato assunto pari a $2x10^{-5}$ m/s, poiché localmente più prossimi al valore rilevato in campo in corrispondenza della prova infiltrometrica K1;
  - per il sistema di bacini 3+4 esso è stato assunto pari al valore medio tra i valori misurati in corrispondenza delle prove infiltrometriche K2 e K3, ossia pari a 1,1 x 10^{-5} m/s;
  - per il bacino 5 esso è stato assunto pari a 1 x 10^{-5} m/s poiché localmente più prossimi al valore rilevato in campo in corrispondenza della prova infiltrometrica K2.
- S_{INF} [m²] pari alla superficie infiltrante del sistema di invaso;
- L [m] è la distanza tra la base del sistema filtrante e il livello della falda (pari a circa 1 m);
- h [m] è il tirante idrico all'interno sistema filtrante (variabile tra 0 e un massimo di 0.5 nel caso dei bacini disperdenti e 1 all'interno dei dreni filtranti);
- J(h) [m/m] rappresenta quindi la cadente piezometrica (variabile tra 1 e 1.2, considerata cautelativamente pari a 1);

Si precisa che il valore di conducibilità idraulica, nella formula, viene dimezzato al fine di considerare la possibile condizione di parziale insaturazione iniziale del terreno.

7.3 Legge di invaso

Il sistema di invaso è costituito principalmente dai bacini di detenzione di estensione maggiore aventi quota di fondo a 98,90 m s.l.m., sponde alte 80 cm (fino alla quota sommitale di 99,70 m s.l.m.) inclinate a 45°, e le seguenti superfici di base:

- bacino 1, situato nel quadrante nord-occidentale, di superficie di base pari a circa 3100 m²;
- bacino 2, situato nel quadrante nord-orientale, di 2000 m²;

- bacino 3, situato nel quadrante sud-occidentale, di 3800 m^2;
- bacino 4, situato nel quadrante sud-orientale, di 5800 m^2;
- bacino 5, a servizio della baia di carico presente nell'angolo sud-occidentale, di 291 m^2;
- bacino 6, a servizio della baia di carico presente nell'angolo nord-orientale, di 298 m^2;

Si è deciso di trascurare, a favore di sicurezza, gli ulteriori apporti, in termini di volume e di portata infiltrata forniti dalle strutture drenanti presenti lungo la viabilità.

Note le equazioni che governano il processo di riempimento e svuotamento del sistema, nonché le espressioni relative alla portata in ingresso, in uscita, e al volume di riempimento, il dimensionamento dello stesso è stato raggiunto una volta identificata la durata critica del sistema idraulico considerato, cioè quella durata dell'evento meteorico che massimizza il volume invasato nei sistemi di invaso.

7.4 Calcolo del volume di invaso (T_R = 50 anni)

L'evento meteorico che generalmente registra la massima portata al colmo si ha per durate pari al tempo di corrivazione del bacino. La precipitazione che garantisce la massima portata in ingresso al bacino non coincide spesso con l'evento che massimizza il volume invasato nel sistema. Generalmente si deve quindi procedere per tentativi allo scopo di individuare l'evento critico ed il corrispondente volume da laminare. Di seguito si riportano le durate e i volumi massimi invasati nei due bacini adibiti all'invaso e alla dispersione delle acque provenienti dalle baie di carico e nei due sistemi principali, considerando come sistema unico i bacini 1 e 2, poiché comunicanti tramite una tubazione di collegamento, e, allo stesso modo, i bacini 2 e 3, considerando un tempo di ritorno di 50 anni.

Si precisa che la superficie complessivamente drenata dal sistema "BACINO1 +2" risulta pari a circa 39'000 m^2 mentre la superficie drenata dal sistema "BACINO 2+3" risulta pari a circa 61'000 m^2. Le baie di carico drenano invece una superficie pari a circa 420 m^2.

TEMPO DI RITORNO: 50 ANNI				
SISTEMA	**$\theta_{50\ crit}$ [h]**	**$W_{50\ max}$ [m^3]**	**$h_{tirante}$ [m]**	**$z_{tirante}$ [m s.l.m.]**
BACINO 1+2	6	**2400**	0.45	99.35
BACINO 3+4	12.5	**5501**	0.56	99.46
BACINO 5	4	**43**	0.15	99.05
BACINO 6	1.5	**32**	0.11	99.01

Tabella 16 - Durate critiche e volumi invasati per l'evento di progetto (TR 50 anni)

7.5 Verifica del grado di sicurezza per TR=100 anni

Come richiesto al comma 2 lettera a.2 dell'articolo 11 del Regolamento il sistema di invasi eventualmente adottato deve essere verificato anche per un tempo di ritorno pari a 100 anni per escludere che si determinino esondazioni che arrechino danni a persone o a cose, siano esse le opere stesse o le strutture presenti nell'intorno. La metodologia è del tutto analoga a quanto previsto per la verifica con tempo di ritorno pari a 100 anni. Di seguito si riportano la durata e il volume massimo invasato nel sistema, considerando un tempo di ritorno di 100 anni. Come si può vedere, il volume disponibile risulta quindi sufficiente a garantire l'invaso anche per l'evento centennale.

TEMPO DI RITORNO: 100 ANNI				
SISTEMA	**$\theta_{100\ crit}$ [h]**	**$W_{100\ max}$ [m^3]**	**$h_{tirante}$ [m]**	**$z_{tirante}$ [m s.l.m.]**
BACINO 1+2	7	**2987**	0.56	99.46
BACINO 3+4	15	**6536**	0.66	99.56
BACINO 5	5	**62**	0.21	99.11
BACINO 6	2	**46**	0.15	99.05

Tabella 17 - Durate critiche e volumi invasati per l'evento di verifica (TR 100 anni)

7.6 Tempi di svuotamento

Il tempo di svuotamento di eventuali bacini di raccolta deve essere minore di 48 ore, così come richiesto dal Regolamento all'Art.11 punto f):

"2. per tenere conto di possibili eventi meteorici ravvicinati, il tempo di svuotamento dei volumi calcolati secondo quanto indicato alla lettera e) non deve superare le 48 ore, in modo da ripristinare la capacità d'invaso quanto prima possibile. Qualora non si riesca a rispettare il termine di 48 ore, ovvero qualora il volume calcolato sia realizzato all'interno di aree che prevedono anche volumi aventi altre finalità, il volume complessivo deve essere calcolato tenendo conto che dopo 48 ore deve comunque essere disponibile il volume calcolato secondo quanto indicato alla lettera e). Il volume di laminazione calcolato secondo quanto indicato alla lettera e) deve quindi essere incrementato della quota parte che è ancora presente all'interno dell'opera una volta trascorse 48 ore".

Nel caso in esame, i tempi di svuotamento stimati per i volumi di invaso centennali sono:

- Per il sistema "BACINO 1+2": 8 ore;
- Per il sistema "BACINO 3+4": 17 ore;
- Per il bacino 5: 6 ore;
- Per il bacino 6: 2 ore.

8 RETE DI DRENAGGIO

Al fine di raccogliere e convogliare i contributi di precipitazione verso il sistema di invaso e dispersione si rende necessario predisporre un'adeguata rete di collettamento che convogli le acque provenienti dalla copertura e dalla viabilità verso bacini e dreni filtranti.

Per evitare interferenze con i sottoservizi, transitanti oltre il metro di profondità rispetto alla superficie carrabile, le acque provenienti dalle colonne pluviali verranno convogliate in canalette prefabbricate. Queste, transitando in prossimità del piano campagna, attraverseranno la strada perimetrale fino ad un pozzetto di raccordo, ubicato in prossimità dei dreni filtranti; da qui le acque piovane di copertura potranno proseguire verso i bacini attraverso tubazioni interrate e canali prefabbricati a cielo aperto a sezione trapezia.

Alle acque pluviali di copertura si potranno aggiungere le acque di "troppo pieno" provenienti dai dreni filtranti adibiti alla raccolta delle acque di dilavamento delle superfici carrabili, anch'esse afferenti al pozzetto di raccordo sopra menzionato.

Per il drenaggio delle baie di carico si prevede invece la posa di canalette grigliate trasversali alla direzione della rampa, collettate al bacino ad essa più prossimo tramite tubazioni DN200 mm in calcestruzzo (protetto da incamiciatura in c.a. per evitarne lo schiacciamento nel tratto sotto la superficie carrabile della baia) e tubazioni forate in PVC, DN200 mm, posate lungo trincee disperdenti.

Ulteriore elemento di drenaggio della superficie carrabile, presenti esclusivamente lungo il lato interno (lato cortile) delle due strade perimetrali (nord e sud) risultano essere canalette grigliate adibite alla raccolta delle acque meteoriche che interessano la corsia interna, in corrispondenza della quale, in occasione di operazioni di ricarica dei serbatoi dei generatori, si possono verificare sversamenti accidentali di idrocarburi. In tale ottica si procederà alla separazione delle acque di prima pioggia dalle acque di seconda pioggia:

- Le prime seguiranno un percorso sotterraneo fino ad essere collettate in fognatura, previo trattamento in discontinuo (dissabbiatura + disoleazione);
- Le seconde si uniranno alle acque di copertura transitanti lungo le canalette sopra menzionate, proseguendo fino ai bacini.

Per il dimensionamento della rete è stato considerato un tempo di ritorno di 20/50 anni.

I componenti principali che costituiranno le reti sono elencati nei punti a seguire, nonché illustrati graficamente nella tavola dei particolari costruttivi:

- tubazioni in PVC SN8 kN/m^2 (UNI EN 1401) con Dest da 63 mm a 400 mm;
- tubazione in CLS DN 200 e 300 mm;
- pozzetti di ispezione/raccordo/calma prefabbricati in calcestruzzo vibrocompresso; dimensioni interne di base da 50x50 cm a 120x120 cm, altezza variabile; chiusino in ghisa lamellare classe D400 (UNI EN 124) con apertura a passo d'uomo;
- canalette prefabbricate in calcestruzzo carrabili, con griglia in ghisa sferoidale D400, sigilli in cls o ghisa sferoidale E600, dimensioni interne 10x8 cm, 20x22 cm, 30x30 cm, 30x50 cm;
- colonne pluviali in rame DN 200 mm, 160 mm e 110 mm, innestate in pozzetti prefabbricati sifonati in calcestruzzo o pozzetti 50x50 cm;
- sistemi di trattamento in discontinuo (dissabbiatura + disoleazione) delle acque di prima pioggia, comparto di disoleazione di classe "I", conforme alla normativa UNI-EN 858, con filtro a coalescenza.

Il calcolo alla base della progettazione, per la definizione dei diametri delle condotte che andranno a costituire la rete delle acque bianche, è stato eseguito utilizzando il metodo cinematico.

8.1 Dimensionamento tubazioni – metodo cinematico

In generale, il dimensionamento dei tratti suborizzontali delle reti in progetto viene effettuato mediante il cosiddetto metodo cinematico, consistente nell'applicazione della formula razionale per il calcolo della portata di progetto ($Q_T j$ (t_C), [m^3/s]) del generico tratto j della rete:

$$Q_{T\,j}(t_C) = \varphi_j A_j i_T(t_C)$$

dove

- ϕ_j [/] è il coefficiente d'afflusso del nodo immediatamente a monte del tratto considerato.
- A_j [m^2] è la superficie complessivamente drenata dal nodo immediatamente a monte del tratto considerato;
- i_T (t_C) [m/s] è il tasso di precipitazione lorda dello scroscio durante l'evento critico, che per il metodo cinematico coincide sempre il con il tempo di corrivazione (t_C [s]) specifico del tratto considerato, ovvero la durata di tempo minima affinché l'intera area drenata a monte di tale tratto contribuisca al deflusso superficiale. Nei problemi di dimensionamento delle reti fognarie urbane, t_C viene calcolato (G. Becciu, A. Paoletti, Esercitazioni di costruzioni idrauliche, ed. CEDAM, 2005) come somma di due contributi:

$$t_C = t_{IR} + t_R$$

$$t_R = \sum_i \frac{L_i}{1.5V_i}$$

dove:

- t_{IR} [min] si definisce tempo di ingresso in rete, ed è assunto conservativamente pari a 5 minuti [Wisner e Kassem, 1983], rientrando nella categoria "centri urbani intensivi con tetti collegati direttamente alle canalizzazioni con frequenti caditoie stradali", per tutte le reti di drenaggio presenti;
- t_R [min] si definisce tempo di rete, e rappresenta il tempo necessario all'acqua di percorrere i vari condotti (Li, [m]) fino alla sezione di chiusura, ipotizzando una velocità di moto uniforme (Vi, [m/s]), incrementata di un fattore correttivo 1.5, determinato sperimentalmente. Il tempo di rete ottiene in maniera ricorsiva per ogni tratto di ciascuna rete, aggiornando di volta in volta il valore di velocità ottenuto all'iterazione precedente fino a convergenza.

Note le portate per ciascun tratto di rete, il dimensionamento dello stesso è stato effettuato mediante la l'equazione di Chezy del moto uniforme, applicata secondo la formulazione di Gauckler e Strickler:

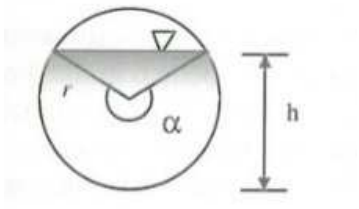
$$Q\left[\frac{l}{s}\right] = 10^{-3} \cdot k_S \cdot \sqrt{s} \cdot A(h) \cdot R(h)^{2/3}$$

dove k_S [$m^{1/3}/s$] è il coefficiente di scabrezza secondo Strickler, fissato pari a 95 $m^{1/3}/s$ per le tubazioni in PVC, ipotizzando sempre condizione di tubi usati, e 80 $m^{1/3}/s$ per tubazioni e canalette in calcestruzzo; s [m/m] è la pendenza del fondo della tubazione, A [m^2] e R [m] sono rispettivamente l'area e il raggio idraulico della sezione trasversale, entrambi funzione del tirante idrico h. Nota la portata critica in ingresso per ciascun tratto della rete, è possibile ricavare i corrispettivi valori dei tiranti idrici (e conseguentemente di velocità della corrente):

$$Q\left[\frac{m^3}{s}\right] = k_S\sqrt{s}\frac{r^2}{2}(\alpha - \sin(\alpha))\left(\frac{\frac{r^2}{2}(\alpha - \sin(\alpha))}{r\alpha}\right)^{2/3}$$

$$\alpha = 2\arccos\left(1 - \frac{h}{r}\right)$$

CIRCOLARE



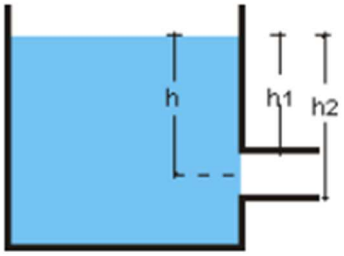
Procedendo in maniera ricorsiva secondo un processo di tipo trial-and-error si è dunque determinato il diametro di ciascun tratto di rete che garantisca, in corrispondenza dell'evento di progetto, adeguati valori in termini di tiranti (grado di riempimento mai superiore al 70%) e velocità della corrente (compresa tra 0.5 e 2 m/s), cercando allo stesso tempo di uniformare il più possibile la dimensione delle tubazioni all'interno della rete.

Come si può vedere dalla planimetria di progetto allegata, la rete meteorica di drenaggio delle coperture degli edifici prevede:

- per gli edifici principali centrali (MXP I_I e MXP I-II) la posa di n. 10 pluviali ciascuno (5 per ogni facciata) mentre per gli edifici laterali, adibiti ad uso ufficio, la posa di n. 4 pluviali ciascuno, tutti disposti sulla facciata esterna; le portate provenienti da ogni singola colonna pluviale verranno convogliate in altrettante canalette, prefabbricate e carrabili, fino al loro interramento in prossimità delle intersezioni con i dreni filtranti;
- per la Substation sono stati considerati un totale di n. 6 colonne pluviali che, afferendo a tubazioni interrate, convoglieranno le portate direttamente ai bacini.

Come descritto in precedenza le acque di drenaggio provenienti dalle superfici carrabili saranno disperse per infiltrazione tramite dreni filtranti; saranno esclusivamente i "troppo pieni" dei dreni a contribuire, nei casi eccezionali, al deflusso della rete interrata diretta verso i bacini.

A massimo riempimento della tubazione di troppo pieno l'acqua si immetterà nella rete di drenaggio attraverso tubazioni in PVC di diametro 160 mm collegate ai tubi in cls tramite innesti a sella. Considerando un comportamento a battente con tubo esterno (nell'ipotesi estrema che il dreno sia completamente saturo d'acqua fino al piano campagna, come schematizzato in figura seguente), la portata scaricabile dal troppo pieno risulta pari a:



$$Q = \mu S \sqrt{2gh}$$

Dove:

- Il carico h è la distanza fra il baricentro della luce ed il pelo libero, teoricamente variabile tra un minimo di 0 e un massimo di 0,64 m;
- Il battente h1 è la distanza fra la sommità superiore della luce ed il pelo libero;
- S è l'area della luce corrispondente alla sezione trasversale di una tubazione di diametro 160 mm;
- Il coefficiente di contrazione μ è pari a 0,82.

La portata proveniente dai troppo pieni risulta quindi variabile tra 0 e 58 l/s.

Procedendo in maniera ricorsiva secondo un processo di tipo trial-and-error si è dunque determinato il diametro di ciascun tratto di rete che garantisca, in corrispondenza dell'evento di progetto, adeguati valori in termini di tiranti (grado di riempimento a T_R 20 anni mai superiore al 70%) e velocità della corrente (compresa tra 0.5 e 2 m/s), cercando allo stesso tempo di uniformare il più possibile la dimensione delle tubazioni all'interno della rete. Percentuali di riempimento maggiori, in occasione di eventi eccezionali quali gli eventi di ritorno cinquantennali, sono pienamente accettabili.

Poiché la rete di drenaggio è costituita da pochi schemi ripetuti, si riporta di seguito il dimensionamento in dettaglio dei principali, rappresentativi degli schemi maggiormente sollecitati, assumendo pertanto soddisfatta

la verifica di schemi ad essi analoghi al cui interno transitano portate uguali o minori. Il tempo di corrivazione, per la maggior parte degli schemi considerati, vista la brevità dei tratti, è stato approssimato a 5 min.

Schema 1: canaletta pluviale semplice – pozzetto – tubazione singola

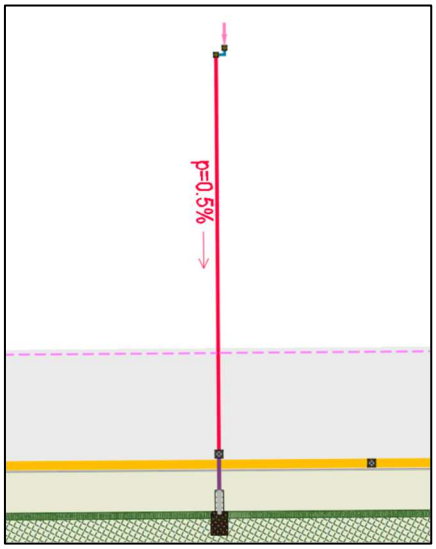


Figura 28 – rappresentazione schema 1 (TAV. CU140)

In questo schema la sola tubazione da verificare consiste nella tubazione in PVC DN 400 mm che dal pozzetto di arrivo della canaletta delle acque pluviali e del troppo pieno del dreno filtrante sfocia nel bacino.

Le portate ventennale e cinquantennale in arrivo dalla canaletta sono (considerando un pluviale al servizio del Data Center, il più sollecitato):

$Q_{CANALETTA\ DATA\ CENTER}$ (TR 20)	57 l/s
$Q_{CANALETTA\ DATA\ CENTER}$ (TR 50)	68 l/s

Mentre il contributo di portata in arrivo dal troppo pieno del dreno filtrante può variare da un minimo di 0 l/s a un massimo, in occasione di eventi eccezionali, di 58 l/s.

Caso	**D_{est}**	**ks**	**i**	**Q**	**h**	**v_{eff}**	**h/D**
	[mm]	**[$m^{1/3}/s$]**	**[m/m]**	**[l/s]**	**[m]**	**[m/s]**	**[%]**
Tr 20 – contributo dreno 0 l/s	**400**	95	0.005	57	**0.16**	**1.29**	**42%**
Tr 20 – contributo dreno 58 l/s	**400**	95	0.005	116	**0.24**	**0.76**	**64%**
Tr 50 – contributo dreno 0 l/s	**400**	95	0.005	68	**0.18**	**1.35**	**47%**
Tr 50 – contributo dreno 58 l/s	**400**	95	0.005	127	**0.26**	**0.78**	**69%**

Schema 2: canaletta mista con apporto seconda pioggia strada – pozzetto – tubazione doppia

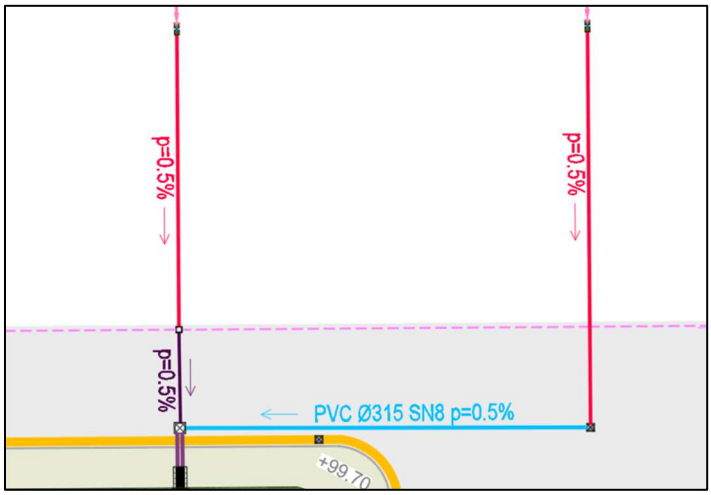


Figura 29 – rappresentazione schema 2 (TAV CU140)

In questo schema le tubazioni da verificare risultano tre:

- la tubazione in PVC DN 315 mm che dal pluviale sinistro si connette al pozzetto di arrivo della canaletta mista e del troppo pieno del dreno filtrante sfocia nel bacino.
- Le due tubazioni in PVC DN 400 mm di scarico che dal pozzetto proseguono verso il bacino.

Le portate ventennale e cinquantennale in transito nella tubazione DN 315 risultano, come nel caso precedente:

$Q_{CANALETTA\ DATA\ CENTER}$ (TR 20)	57 l/s
$Q_{CANALETTA\ DATA\ CENTER}$ (TR 50)	68 l/s

La portata in arrivo dalla canaletta mista, segnata in viola nella schematizzazione di Figura 29 – *rappresentazione schema 2*, è la somma del contributo in arrivo dal pluviale (57 – 68 l/s) e del contributo delle acque di seconda pioggia drenate dalle canalette a servizio della corsia interna della strada perimetrale (T_R20 = 16 l/s, T_R50 = 19 l/s). A favore di sicurezza, si può considerare questo contributo come portata totale della superficie stradale drenata dal sistema di canalette composto da n. 5 "yard", chiamate così le unità in cui sono suddivisi i cortili interni.

Infine, il contributo di portata in arrivo dal troppo pieno del dreno filtrante varia sempre da un minimo di 0 l/s a un massimo di 58 l/s.

Caso	**D_{est}**	**ks**	**i**	**Q**	**h**	**v_{eff}**	**h/D**
	[mm]	**[$m^{1/3}/s$]**	**[m/m]**	**[l/s]**	**[m]**	**[m/s]**	**[%]**
Tr 20	**315**	95	0.005	57	**0.18**	**1.28**	**62%**
Tr 50	**315**	95	0.005	68	**0.21**	**1.33**	**70%**
Tr 20– contributo dreno 0 l/s	**400 x 2**	95	0.005	130	**0.17**	**1.33**	**45%**
Tr 20 – contributo dreno 58 l/s	**400 x 2**	95	0.005	188	**0.21**	**1.46**	**56%**
Tr 50– contributo dreno 0 l/s	**400 x 2**	95	0.005	155	**0.19**	**1.39**	**50%**
Tr 50 – contributo dreno 58 l/s	**400 x 2**	95	0.005	213	**0.23**	**1.50**	**61%**

Schema 3: edificio uffici lato est

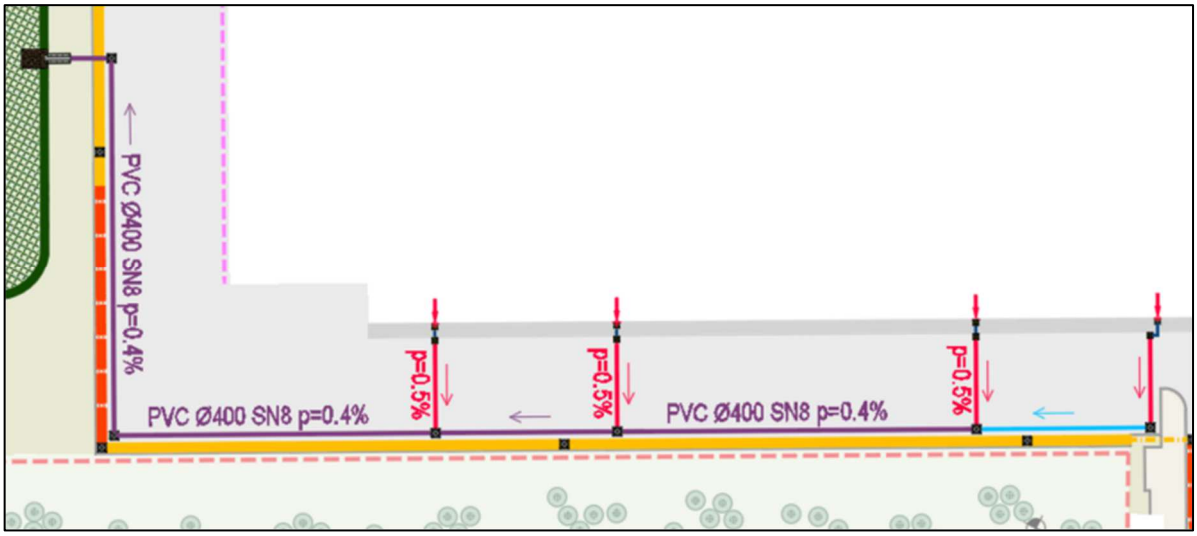


Figura 30 – rappresentazione schema 3 (TAV. CU140)

In questo schema le tubazioni da verificare sono i tratti di tubazione DN315 mm e DN400 mm che ricevono puntualmente gli apporti dei 4 pluviali dell'edificio laterale adibito a uffici, ognuno dei quali contribuisce con la seguente portata:

$Q_{CANALETTA\ ED.\ UFFICI}$ (TR 20)	27 l/s
$Q_{CANALETTA\ ED.\ UFFICI}$ (TR 50)	32 l/s

La verifica è stata condotta per portate corrispondenti ad un tempo di ritorno ventennale e cinquantennale:

Tratto	**D_{est}**	**k_s**	**i**	**Q**	**h**	**v_{eff}**	**h/D**
	[mm]	**[$m^{1/3}/s$]**	**[m/m]**	**[l/s]**	**[m]**	**[m/s]**	**[%]**
1 (TR 20)	**315**	95	0.002	27	**0.15**	**0.76**	**51%**
2 (TR 20)	**400**	95	0.002	54	**0.20**	**0.90**	**53%**
3 (TR 20)	**400**	95	0.002	80	**0.26**	**0.98**	**69%**
4 (TR 20)	**400**	95	0.004	107	**0.25**	**1.37**	**66%**
1 (TR 50)	**315**	95	0.002	32	**0.15**	**0.79**	**57%**
2 (TR 50)	**400**	95	0.002	64	**0.22**	**0.94**	**59%**
3 (TR 50)	**400**	95	0.002	96	**0.26**	**1.00**	**80%**
4 (TR 50)	**400**	95	0.004	128	**0.28**	**1.41**	**76%**

Schema 4: Baie di carico

La verifica dei tratti di tubazione di DN200 mm (calcestruzzo e pvc) delle baie di carico è stata effettuata sulla base delle portate afferenti alle canalette grigliate riportate al paragrafo 8.3. Poiché le superfici drenate dalle singole canalette sono tutte pressoché equivalenti, risultando differente solamente la pendenza di posa delle tubazioni (0,3% per la baia di sud-ovest e 0,25% per la baia di nord-est), è sufficiente la verifica di un singolo tratto della baia di nord-est che presenta una pendenza di posa delle tubazioni inferiore e quindi un riempimento della tubazione lievemente maggiore.

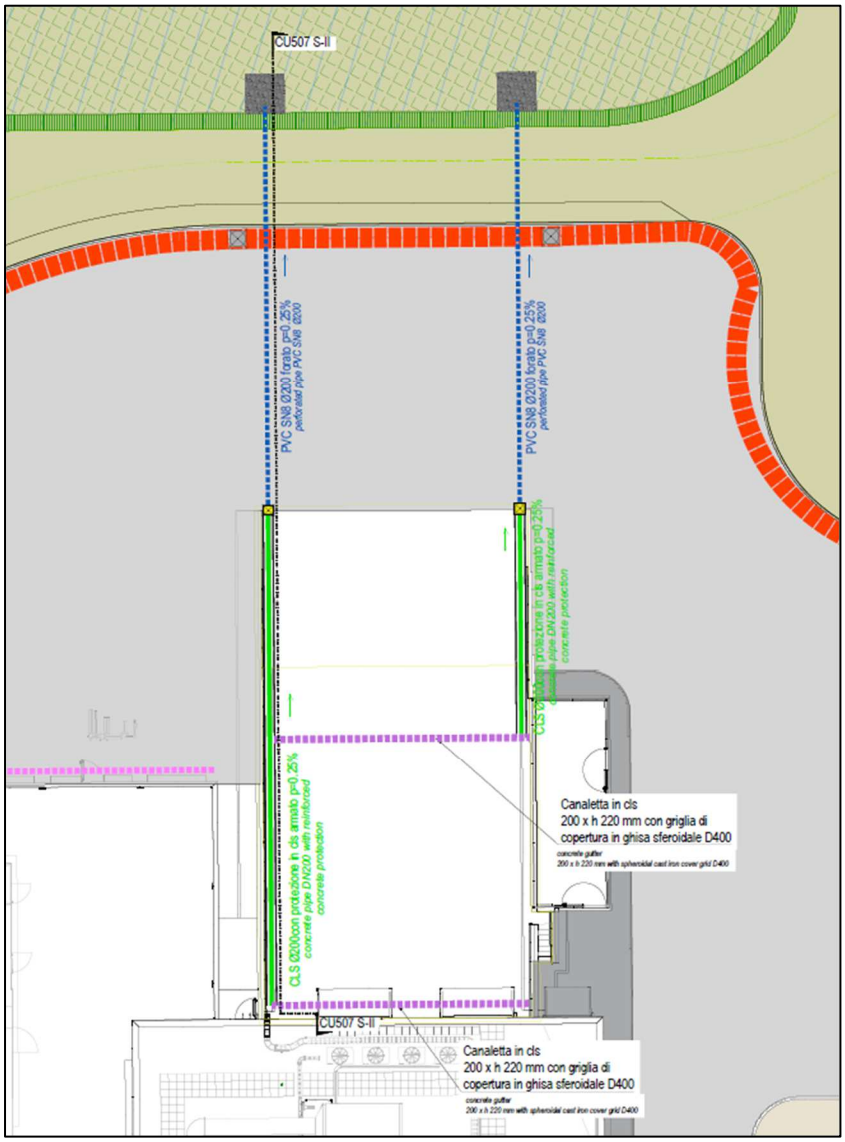

CU507 S-II
PVC SN8 Ø200 forato p=0.25%
perforated pipe PVC SN8 Ø200
PVC SN8 Ø200 forato p=0.25%
perforated pipe PVC SN8 Ø200
CLS Ø200con protezione in cls armato p=0.25%
concrete pipe DN200 with reinforced concrete protection
Canaletta in cls
200 x h 220 mm con griglia di
copertura in ghisa sferoidale D400
concrete gutter
200 x h 220 mm with spheroidal cast iron cover grid D400
CU507 S-II
Canaletta in cls
200 x h 220 mm con griglia di
copertura in ghisa sferoidale D400
concrete gutter
200 x h 220 mm with spheroidal cast iron cover grid D400

Figura 31 – rappresentazione schema 4 (baia nord-est) (TAV. CU140)

Tratto	**D_{est}**	**ks**	**i**	**Q**	**h**	**v_{eff}**	**h/D**
	[mm]	**[$m^{1/3}/s$]**	**[m/m]**	**[l/s]**	**[m]**	**[m/s]**	**[%]**
CLS (TR 20)	**260**	80	0.0025	12.5	**0.13**	**0.59**	**64%**
PVC(TR 20)	**200**	95	0.0025	12.5	**0.12**	**0.68**	**63%**
CLS (TR 50)	**260**	80	0.0025	14.9	**0.15**	**0.61**	**73%**
PVC(TR 50)	**200**	95	0.0025	14.9	**0.14**	**0.70**	**72%**

Schema 5: Substation

Sebbene non compreso nel presente appalto è stato dimensionato anche il tratto a servizio della sottostazione.

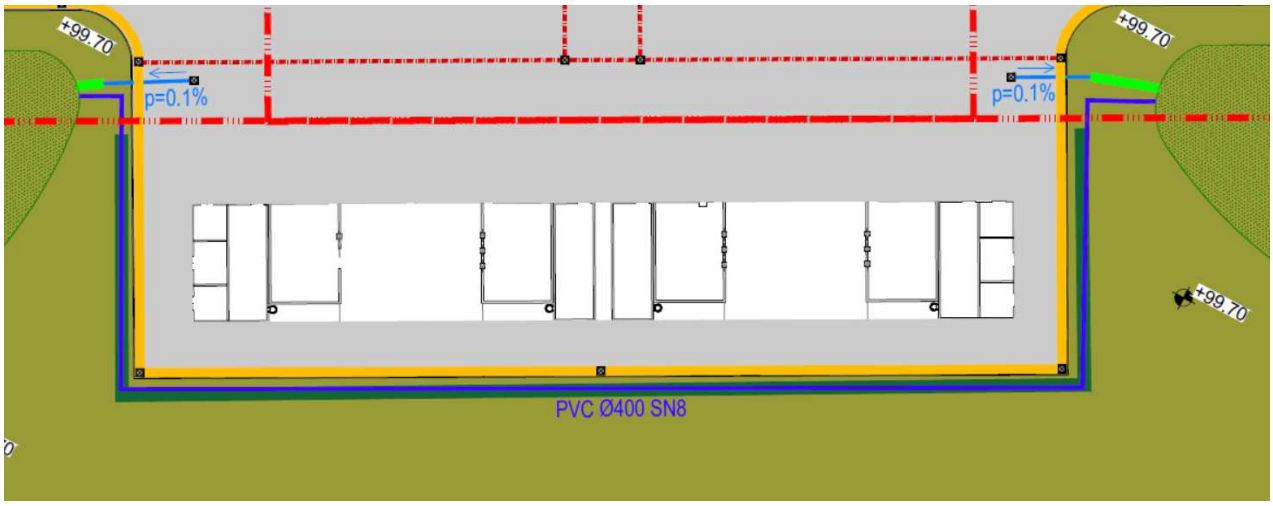


Figura 32 – rappresentazione schema 5 (TAV. CU140)

In questo schema le tubazioni da verificare sono i tratti di tubazione DN315 mm che ricevono gli apporti corrispondenti a metà dell'area della sottostazione, pari a:

$Q_{PLUVIALE\ SUBSTATION}$(TR 20)	27 l/s
$Q_{PLUVIALE\ SUBSTATION}$(TR 50)	31.5 l/s

La verifica è stata condotta direttamente per portate ventennali e cinquantennali:

Tratto	**D_{est}**	**ks**	**i**	**Q**	**h**	**v_{eff}**	**h/D**
	[mm]	**[$m^{1/3}/s$]**	**[m/m]**	**[l/s]**	**[m]**	**[m/s]**	**[%]**
3 (TR 20)	**315**	95	0.001	27	**0.19**	**0.58**	**63%**
3 (TR 50)	**315**	95	0.001	31.5	**0.21**	**0.60**	**72%**

8.2 Dimensionamento pluviali

Le colonne pluviali sono presenti in corrispondenza degli edifici centrali al lotto, 10 colonne per ciascun edificio principale, adibito a data center, 4 colonne per ciascun edificio laterale, adibito a uffici. Sono inoltre presenti n. 2 guardiole in corrispondenza dei due ingressi, le cui acque di copertura sono raccolte attraverso una singola colonna pluviale in rame di diametro 110 mm.

Le colonne pluviali sono state dimensionate valutando dapprima la portata afferente a ciascuna di esse tramite applicazione della formula razionale alla corrispettiva quota di falda del tetto afferente, assumendo anche in questo caso un tempo di corrivazione pari a 5 minuti, e applicando poi la formula di Wily e Eaton (1961) per il dimensionamento del diametro da attribuire alla colonna:

$$Q\left[\frac{l}{s}\right] = 2.5 \cdot 10^{-4} \cdot {k_0}^{-0.167} \cdot {D_{int}}^{8/3} \cdot f^{5/3}$$

dove:

- k_0 [mm] è la scabrezza della tubazione, assunta pari a 0.25 mm nel caso di tubazioni in PVC;
- D_{int} [mm] è il diametro interno del pluviale, incognita dell'equazione;

- f [/] è il grado di riempimento massimo della tubazione, per cui si suggerisce di impostare un valore compreso tra 0.2 e 0.33.

Per il calcolo della portata afferente a ciascuna colonna si è assunto un valore di intensità di pioggia di circa 207 mm/h, pari ad un tempo di ritorno di 50 anni.

Considerate le portate defluenti si è deciso di convogliare le acque in colonne pluviali in PVC SN8 aventi Dest pari a 200 mm nel numero rispettivamente indicato, il cui grado di riempimento in corrispondenza dell'evento cinquantennale (T50) risulta intorno al 33%.

I risultati ottenuti per la configurazione di progetto, considerando, per ogni edificio, le colonne pluviali egualmente sollecitate (ipotesi verosimile vista la distribuzione uniforme delle stesse) sono riassunti in tabella seguente.

EDIFICIO	intensità di pioggia T50 [mm/h]	n. pluviali	coeff.ϕ	superficie della copertura drenata da un singolo pluviale[mq]	portata afferente al singolo pluviale T50 [l/s]	Diametro pluviali [mm]	Percentuale di riempimento pluviale [%]
Centrale - Data center	207	10	1	1190	68	**200**	33%
Laterale - Uffici	207	4	1	556	32	**160**	29%
Guardiole	207	1	1	25	1.4	**110**	8%
Substation	207	6	1	183	11	**110**	28%

Tabella 18 - sintesi del dimensionamento delle colonne pluviali

8.3 Dimensionamento canalette

Canalette prefabbricate in calcestruzzo sono state utilizzate per diversi impieghi:

1) Convogliare le acque provenienti dalle colonne pluviali verso i sistemi di invaso e dispersione (dreni filtranti/bacini). Queste canalette, posate allo scopo di evitare interferenze profonde con il sistema di sottoservizi presenti sotto il piano carrabile della viabilità perimetrale, hanno lo scopo di portare le acque pulite di copertura ai sistemi di dispersione nel sottosuolo, esse sono posate con pendenza 0,5% e sono completamente chiuse con coperture a sigillo. La dimensione interna, in sezione risulta pari a 30 x 30 cm per i pluviali di Data Center e edificio uffici, 10 x 8 cm per i pluviali delle guardiole.
2) Raccogliere le acque di dilavamento superficiale in corrispondenza delle baie di carico. Canalette posate con pendenza nulla. Sezione interna di dimensioni 20 x 22 cm.
3) Raccogliere le acque potenzialmente interessate da sversamenti accidentali di idrocarburi, drenanti la sola corsia interna (lato cortile) della strada perimetrale esterna. Canalette posizionate con pendenza nulla di dimensioni interne 20 x 22 cm. L'area verde interna compresa tra il Data Center e la strada perimetrale, sebbene costituita da una pavimentazione completamente permeabile, è adibita ad ospitare, per ogni lato e per ogni edificio principale, 10 moduli. Ogni modulo ospita in media 1 generatore e 1 trasformatore. Nel presente sistema le acque di prima pioggia (il cui sistema viene descritto in dettaglio nel capitolo seguente) vengono trattate e collettate verso pubblica fognatura, la seconda pioggia confluisce in un pozzetto di raccordo con le acque provenienti dalle canalette delle acque di copertura e prosegue verso valle.
4) La somma della portata di seconda pioggia e le acque di copertura transitanti in canalette 30x30 cm, a valle della confluenza con pozzetti di raccordo di dimensione 60x60 cm, prosegue verso i bacini attraverso canalette 30 x 50 cm.

Per i casi 2) e 3), dal momento che le canalette hanno pendenza nulla, la verifica idraulica viene fatta trattando il moto come immissione continua di portata distribuita lungo il percorso. Poiché l'immissione è normale alla direzione del moto (quindi l'energia posseduta è di fatto dissipata all'atto della consegna), l'energia necessaria al moto deve essere acquistata con un sovralzo del pelo libero a monte. La trattazione del problema si fa con l'applicazione del teorema della quantità di moto, che per canalette a sezione rettangolare valuta il tirante

idrico per le sezioni di valle (y_v) – ipotizzando in questo caso la condizione estrema di passaggio per lo stato critico – e di monte (y_m) mediante le seguenti espressioni:

$$y_v = y_c = \left[\frac{1}{g}\left(\frac{qL}{b}\right)^2\right]^{\frac{1}{3}}$$

$$y_m = \sqrt{3}\, y_c$$

dove:

- Q [l/s] è la portata drenante di progetto, come di consueto calcolata mediante la formula razionale ipotizzando un tempo di corrivazione di 5 minuti, pari al tempo di ingresso in rete;
- b [m] è la base della sezione interna della canaletta;
- g [m/s^2] è l'accelerazione di gravità, pari a 9.81 m/s^2.

Si riporta in *Tabella 19* la sintesi dei risultati ottenuti utilizzando i modelli sopra menzionati considerando, per il sistema 3), il tratto maggiormente sollecitato:

					T20			T50		
SISTEMA	B [m]	H [m]	A [m^2]	Φ [/]	Q [l/s]	**y_v [m]**	**y_M [m]**	Q [l/s]	**y_v [m]**	**y_M [m]**
2)	0.20	0.22	260.0	1.00	12.5	**0.07**	**0.13**	14.9	**0.08**	**0.14**
3) CANALETTA MAX	0.20	0.22	213.80	1.00	10.30	**0.06**	**0.11**	12.30	**0.07**	**0.13**

Tabella 19 - sintesi della verifica di sufficienza delle canalette longitudinali dei sistemi 2) e 3)

Al contrario dei precedenti, nelle canalette descritte ai punti 1) e 4) l'immissione è puntuale e il tirante d'acqua, all'interno di essa, dipende dalla sezione e dalla pendenza di posa, pari a 0,5%. La verifica di sufficienza viene quindi effettuata mediante la l'equazione di Chezy del moto uniforme, applicata secondo la formulazione di Gauckler e Strickler:

$$Q\left[\frac{l}{s}\right] = 10^{-3} \cdot k_S \cdot \sqrt{s} \cdot A(h) \cdot R(h)^{2/3}$$

La portata considerata in arrivo dal pluviale, corrispondente ad un tempo di ritorno di 50 anni, e in relazione al caso più sollecitato (pluviale in arrivo da Data Center) risulta essere di circa 68 l/s, mentre il contributo di portata cinquantennale in arrivo dalle canalette 20x22 cm, considerando il contributo, nel caso peggiore, di una superficie complessiva di circa 333 m^2, risulta essere di circa 19,1 l/s (trascurando, a favore di sicurezza, il mancato apporto delle acque di prima pioggia, collettate in fognatura).

Tratto			**B**	**H**	**ks**	**i**	**Q**	**h**
CASO	**Da**	**A**	**[m]**	**[m]**	**[m$^{1/3}$/s]**	**[m/m]**	**[l/s]**	**[m]**
1	**pluviale**	**pozz. raccordo**	0.3	**0.3**	80	0.005	68.4	**0.24**
4	**pozz. raccordo**	**Recapito finale**	0.3	**0.5**	80	0.005	87.5	**0.29**

Tabella 20 - sintesi della verifica di sufficienza delle canalette longitudinali 1) e 4) T_R 50 anni

9 SISTEMA DI TRATTAMENTO DI PRIMA PIOGGIA SUPERFICI CARRABILI

Come anticipato al paragrafo 2.2 le acque intercettate dalle canalette posizionate lungo i cortili interni (dimensioni interne 20 x 22 cm), adibiti all'alloggiamento di trasformatori e generatori di emergenza, saranno separate in acque di prima pioggia, trattate e collettate verso pubblica fognatura ed acque di seconda pioggia che confluiranno in un pozzetto di raccordo con le acque provenienti dalle canalette delle acque di copertura e prosegue verso valle

La separazione tra acque di prima e seconda pioggia avverrà nel seguente modo:

- Le acque di prima pioggia verranno convogliate nei due pozzetti scolmatori che raccolgono le acque della dorsale stradale interna, qui, arriveranno prima ad un pozzetto di raccordo che le indirizzerà in una vasca monoblocco in c.a. di tipo "accumulo e rilancio", che tratterrà le acque al suo interno per il periodo di stoccaggio (96 ore) previsto dal R.R. 4/2006 (art. 2, comma 1), al termine del quale – mediante elettropompa sommergibile installata al suo interno – si procederà allo svuotamento della stessa in direzione del comparto di disoleazione con filtro a coalescenza (previo passaggio per un pozzetto di calma), da cui il liquame trattato procederà dapprima al pozzetto di campionamento e infine allo scarico in fognatura nera;
- Le acque di seconda pioggia invece, scolmate per rigurgito dai due pozzetti scolmatori che raccolgono le acque della dorsale stradale interna, saranno convogliate in un pozzetto di raccordo superficiale dove, unendosi alle acque provenienti dalle canalette di raccolta dei pluviali (30x30 cm), proseguiranno verso i bacini in ulteriori canalette di dimensioni maggiori (30x50 cm).

9.1 Calcolo della portata e del volume di prima pioggia

Ai sensi del R.R. 4/2006, le acque di prima pioggia sono identificate nei primi 5 mm di acqua meteorica di dilavamento, uniformemente distribuita su tutta la superficie scolante servita dal sistema di drenaggio. Per il calcolo delle relative portate si assume che tale valore venga raggiunto dopo un periodo di tempo di 15 minuti di pioggia. Si ottiene quindi uno ietogramma costante di intensità pari a 20 mm/h.

Noto lo ietogramma in ingresso, la portata (Q [l/s]) da trattare si valuta rapidamente mediante l'impiego della formula razionale, moltiplicando il tasso lordo della precipitazione di progetto (i, [mm/h]) per l'area afferente (A, [m^2]) e il relativo coefficiente di afflusso medio ϕ (relativo alla sola superficie carrabile, pari a 1):

$$Q = \varphi i A$$

L'area afferente è costituita dalla corsia stradale più prossima ai cortili interni (larghezza 2,25 m), per una lunghezza a circa 272 m.

La portata di prima pioggia complessiva risulta quindi pari a circa 3.4 l/s. Sulla base dell'intensità e del periodo temporale di riferimento è possibile anche calcolare il volume di prima pioggia che richiede il trattamento di disoleazione: 3,1 m^3.

9.2 Vasca di sedimentazione

Per definizione (art 2, comma 1), le acque di prima pioggia sono "quelle corrispondenti ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di raccolta delle acque meteoriche", da cui deriva il vincolo volumetrico sulle dimensioni delle relative vasche di separazione a perfetta tenuta, ovvero 50 m^3 per ettaro di superficie impermeabile (art. 5 comma 2). Applicando la proporzione al caso in esame, si ottiene un volume di accumulo di 3,1 m^3. Si è dunque adottato un vano di sedimentazione delle dimensioni commerciali immediatamente superiori (4 m^3, dimensioni indicative interne in pianta 2,20x1,60 m, altezza utile 1.15 m.

Relativamente al sollevamento, si sceglie una elettropompa avente portata minima pari a 1 l/s, valore di portata nominale tipico per impianti di prima pioggia di queste dimensioni. Nella vasca sarà posizionata anche una seconda elettropompa sommergibile di riserva.

9.3 Vasca di disoleazione

Il comparto di disoleazione dovrà prevedere un filtro a coalescenza ai sensi della norma UNI EN 858-1, che garantisca una concentrazione di oli minerali e idrocarburi inferiore ai 5 mg/l per il liquame in uscita, avente NS pari al valore di portata della pompa, ossia 1 l/s.

10 SISTEMA DI TRATTAMENTO E DISPERSIONE ACQUE DEI TRASFORMATORI

I trasformatori presenti nell'area cortile dell'edificio 1 sono dotati di vasche di raccolta per l'intercettazione di eventuali sversamenti di idrocarburi. Tali vasche però, in caso di eventi meteorici, possono venire interessate dall'ulteriore apporto di acque piovane.

Allo scopo di raccogliere e trattenere gli eventuali idrocarburi sversati e disperdere nel sottosuolo le acque piovane preventivamente trattate, sono stati predisposti dei sistemi di trattamento e dispersione a servizio dei trasformatori.

Le vasche di raccolta previste sotto i trasformatori risultano essere vasche caratterizzate da una capacità di invaso pari a circa 4.60 m^3 ed una superficie di circa 5.70 m^2. Il sistema di accumulo e dispersione prevede l'impiego, circa ogni 2 trasformatori, di un pozzo perdente, sempre di diametro interno pari a 200 cm.

10.1 Dimensionamento pozzo perdente

Nella metodologia considerata per il dimensionamento di questi manufatti, denominata laminazione statica degli invasi, il processo fisico di riempimento e svuotamento del pozzo in esame è sintetizzato mediante la sola traslazione verticale del tirante idrico al suo interno, considerando nulla la componente orizzontale di moto della corrente. Il processo di laminazione è quindi governato dalle equazioni:

- equazione differenziale di continuità:
- legge di efflusso che governa le opere preposte allo scarico dell'invaso o in generale allo svuotamento dell'invaso:
- legge di invaso del bacino:

Il calcolo della portata in ingresso è stato effettuato, anche in questo caso, utilizzando lo ietogramma costante ricavato dalla LSPP di progetto (T50), a cui è stata applicata la trasformazione afflussi-deflussi al fine di ottenere l'idrogramma complessivo in ingresso alla vasca.

La portata in uscita dal singolo pozzo [m^3/s] viene calcolata mediante l'equazione di Sieker, una delle formulazioni maggiormente utilizzate nella pratica progettuale:

$$Q_u = \frac{k_s}{2} \cdot J(h) \cdot A_f(h)$$

$$J(h) = \left(\frac{L + h}{L + \frac{h}{2}} \right)$$

$$A_f(h) = \frac{\pi}{4} [(D + h)^2 - D^2]$$

dove k_s [m/s] è la conducibilità satura del terreno, imposta pari a $1.5 \cdot 10^{-5}$ m/s; J [m/m] è la cadente piezometrica; A_f [m^2] è la superficie drenante orizzontale efficace del pozzo, parametro chiave delle formula di Sieker che di fatto proietta l'effetto della filtrazione laterale come allargamento della superficie orizzontale di fondo (di cui, conservativamente, non considera l'apporto effettivo in caso sia impermeabilizzato o intasato); L [m] è la distanza tra la base del pozzo e il livello di falda; h [m] è il tirante idrico all'interno del pozzo.

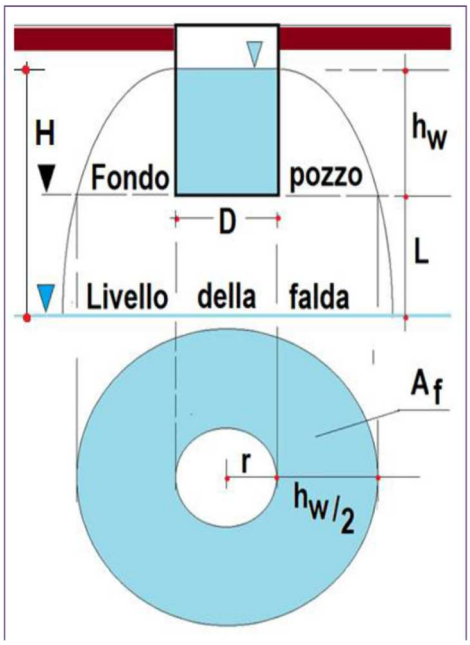


Figura 33 – schema di pozzo di infiltrazione secondo Sieker

La verifica è stata effettuata sia per un tempo di ritorno di 50 anni che di 100 anni, considerando il caso più sollecitato in cui vengono connessi al medesimo pozzo fino a n. 3 trasformatori; di seguito si riportano i risultati, in cui, per tentativi, è stato cercato l'evento critico di riferimento che massimizzasse i volumi.

$\theta_{50\ crit}$ [h]	$W_{50\ max}$ [m³]	h_{max50} [m]	$W_{100\ max}$ [m³]	h_{max100} [m]
18	2.06	0.65	2.30	0.73

Tabella 21 – durata critica e volumi di verifica

10.2 Trattamento di disoleazione

Per la disoleazione delle acque in ingresso al pozzo, al posto di classici disoleatori efficaci per portate superiori a quella di interesse (dell'ordine di 0.4 l/s per singolo trasformatore e per tempi di ritorno cinquantennali), è stato scelto un prodotto più compatto, costituito da una cartuccia di filtraggio che consente il transito di una portata di circa 5 l/min.

Si tratta di filtri a cartuccia sostituibile per il filtraggio degli olii nelle acque piovane; questo sistema, composto da un prefiltro integrato e da una cartuccia filtrante per gravità, è un dispositivo che consente l'evacuazione continua delle acque piovane con una concentrazione di oli, non solo oli dielettrici nocivi, ma anche gli esteri naturali come MIDEL EN e FR3 COOPER, all'uscita del filtro inferiore a 5 mg/l, fino a saturazione del filtro, intrappolando gli idrocarburi nocivi ed evitando così l'inquinamento del suolo. Una volta saturatosi agisce come un tappo, prevenendo la fuoriuscita di liquidi nell'ambiente.

Figura 34 – esempio di installazione tipo

Questi filtri verranno alloggiati in un pozzetto intermedio al quale afferirà la tubazione in acciaio in uscita dalla vasca di raccolta presente sotto il trasformatore e dal quale partirà la tubazione afferente al pozzo perdente.

11 PROCESSI DI DEPURAZIONE DELLE ACQUE ATTRAVERSO I SUDS

Sebbene per le restanti superfici di dilavamento non sussista l'obbligo di trattamento delle acque, la tipologia di strutture di infiltrazione e dispersione adottate nel presente progetto rappresentano una valida e, dove possibile, preferibile alternativa ai sistemi classici di invaso e trattamento delle acque. Infatti, le tecniche di drenaggio urbano sostenibile (Sustainable Urban Drainage Systems - SuDS), quali quelle proposte in questo progetto, consentono di ottenere risultati multi-obiettivo: riequilibrare il bilancio idrologico, ridurre il carico inquinante dei corpi idrici migliorando la qualità delle acque e, al contempo, realizzare infrastrutture verdi in grado di sfruttare tutti i benefici forniti dai servizi ecosistemici delle soluzioni naturali (nature-based solutions).

11.1 Processi di depurazione delle acque nei SuDs

Il controllo degli inquinanti da parte dei SuDS generalmente vede l'attenuazione dei solidi sospesi, dei nutrienti e dei metalli pesanti. Tutti i dati finora disponibili hanno dimostrato un miglioramento della qualità dell'acqua grazie all'uso di superfici permeabili che, insieme alle relative sottostrutture, limitano lo scarico diretto di inquinanti nelle acque riceventi, riducendo l'impatto dell'inquinamento. Ad ogni modo, la capacità di rimozione degli inquinanti è molto variabile e dipende in primo luogo dalla densità della vegetazione e dai tempi di contatto.

In generale i SuDS sono in grado di rimuovere un'ampia varietà di inquinanti dalle acque di pioggia, attraverso meccanismi di cui i principali sono costituiti da:

- Filtrazione;
- Biodegradazione degli inquinanti organici, come benzina e diesel;
- Adsorbimento;
- Ritenzione di solidi;
- Sedimentazione;
- Volatilizzazione;
- Idrolisi;
- Ossidazione;
- Fotolisi;
- Ecc.

In aggiunta possono essere previsti ulteriori accorgimenti per migliorare le prestazioni del trattamento, come uso di terreni migliorati (es. carbone attivo) all'interno delle pavimentazioni permeabili o dei filtri drenanti. In particolar modo in quei dispositivi in cui sono presenti particelle argillose queste ultime forniscono un grande aiuto per l'adsorbimento di inquinanti. La vegetazione invece garantisce la stabilità del suolo e partecipa all'azione di trattenimento degli inquinanti.

11.2 Considerazioni sulla vulnerabilità della falda

Diversi studi condotti allo scopo di valutare la vulnerabilità delle acque sotterranee rispetto ai deflussi superficiali hanno portato alle seguenti conclusioni:

- il rischio complessivo, per le acque sotterranee, connesso ai principali contaminanti associati al deflusso stradale che attraversano mezzi porosi è basso.
- La presenza di materia organica nello strato di suolo superiore e/o in quello sottostante i sistemi di infiltrazione superficiale (con la conseguente opportunità di una degradazione microbica del contenuto di IPA e TPH, idrocarburi delle acque di dilavamento del deflusso stradale) accoppiato ad una zona insatura sufficientemente profonda (1 m), fornisce un grado significativo di protezione delle acque sotterranee sottostanti. La maggior parte dei metalli pesanti, degli IPA e dei TPH è infatti trattenuta nei primi 10 cm di suolo.

- L'apporto ripetuto di massa contaminante per un periodo di tempo prolungato finirà per esaurire le proprietà di assorbimento del materiale; nel caso di inquinanti conservativi come i metalli, tale processo, una volta esaurito lo strato superficiale di terreno, andrà a coinvolgere anche la colonna di terreno sotto l'area di infiltrazione raggiungendo infine le acque sotterranee.

La superficie e la geometria del sistema di infiltrazione sono quindi importanti per ridurre i rischi, insieme a programmi di monitoraggio e manutenzione. La ricerca presentata da Scott Wilson (2010) evidenzia come, per carichi stradali tipici, il cadmio (a titolo di esempio) impiega da 54 a 714 anni per muoversi attraverso 1 m di terreno, costituito da diversi tipi di materiale acquifero insaturo. Si ritiene pertanto improbabile che la rimozione del suolo e la riabilitazione dei componenti negli strati inferiori di terreno siano necessarie durante la vita utile del sistema.

Risulta però necessario prevedere, nel piano di manutenzione delle opere, la sostituzione e/o la riabilitazione dei primi strati di materiale (CIRIA SuDS Manual C753).

11.3 Valutazione del rischio di inquinamento

Il rischio connesso al deflusso delle acque superficiali per l'ambiente ricevente è funzione di:

- uso del suolo e quindi tipologia di inquinanti presenti;
- efficacia dei componenti di trattamento SuDS nel ridurre i livelli di inquinanti;
- sensibilità dell'ambiente ricevente (cioè il recettore finale).

L'uso del suolo è il principale fattore che influenza la qualità del deflusso delle acque superficiali urbane (Royal Haskoning, 2010) e può quindi essere utilizzato per rappresentare la probabile significatività delle concentrazioni e dei carichi di inquinanti attesi generati durante gli eventi di pioggia (cioè il rischio di inquinamento posto dal sito).

Nel caso in esame, gli inquinanti coinvolti nel deflusso delle acque sono principalmente derivanti dal dilavamento delle superfici carrabili, e sono generalmente rappresentati da:

- Sedimenti.
- Metalli (zinco, rame, cadmio).
- Idrocarburi (olio e carburante), compresi gli idrocarburi policiclici aromatici (IPA).
- Pesticidi ed erbicidi (dalla manutenzione del paesaggio).
- Cloruri (da eventuale scioglimento del ghiaccio).

In base alla tipologia di uso del suolo si possono assegnare degli indici di rischio associati alla tipologia di inquinante. Gli indici variano da 0 (nessun pericolo di inquinamento per il tipo di contaminante considerato) a 1 (elevato pericolo di inquinamento per il tipo di contaminante considerato).

Il livello di rischio associabile alle aree in progetto può essere considerato medio-basso, secondo la classificazione proposta in *Tabella 22Table 10* riportata di seguito.

TABLE 26.2 Pollution hazard indices for different land use classifications

Land use	Pollution hazard level	Total suspended solids (TSS)	Metals	Hydro-carbons
Residential roofs	Very low	0.2	0.2	0.05
Other roofs (typically commercial/ industrial roofs)	Low	0.3	0.2 (up to 0.8 where there is potential for metals to leach from the roof)	0.05
Individual property driveways, residential car parks, low traffic roads (eg cul de sacs, homezones and general access roads) and non-residential car parking with infrequent change (eg schools, offices) ie < 300 traffic movements/day	Low	0.5	0.4	0.4
Commercial yard and delivery areas, non-residential car parking with frequent change (eg hospitals, retail), all roads except low traffic roads and trunk roads/motorways[1]	Medium	0.7	0.6	0.7
Sites with heavy pollution (eg haulage yards, lorry parks, highly frequented lorry approaches to industrial estates, waste sites), sites where chemicals and fuels (other than domestic fuel oil) are to be delivered, handled, stored, used or manufactured; industrial sites; trunk roads and motorways[1]	High	0.8[2]	0.8[2]	0.9[2]

Tabella 22 - indici di rischio inquinamento per differenti tipologie di uso del suolo (CIRIA SuDS Manual C753)

Allo stesso modo è possibile associare, ai diversi sistemi adottati, un indice di mitigazione rappresentativo delle capacità prestazionali del tipo di SuDs, sia per gli scarichi in acque superficiali (*Tabella 23*) che per gli scarichi in acque sotterranee (*Tabella 24*).

Le soluzioni progettuali proposte sono in gran parte costituite da due o più componenti che, lavorando in serie, offrono quindi un valido processo di trattamento delle acque; l'indice di mitigazione, infatti, aumenta secondo la seguente relazione:

$$Indice\ mitigazione_{totale}\ del\ SuDs = Indice\ mitigazione_1 + 0.5 \cdot Indice\ miticazione_2$$

Dove:

$Indice\ mitigazione_n$ = indice di mitigazione del componente n-esimo. Un coefficiente di 0,5 viene utilizzato per tenere conto delle prestazioni ridotte dei componenti secondari o terziari associati a concentrazioni di afflusso già ridotte.

Firmato digitalmente da
Claude Raymond Van Steenwinkel
SerialNumber = TINIT-VNSCDR59E20Z103X

ative SuDS mitigation indices for discharges to surface waters			
	Mitigation indices[1]		
Type of SuDS component	TSS	Metals	Hydrocarbons
Filter strip	0.4	0.4	0.5
Filter drain	0.4[2]	0.4	0.4
Swale	0.5	0.6	0.6
Bioretention system	0.8	0.8	0.8
Permeable pavement	0.7	0.6	0.7
Detention basin	0.5	0.5	0.6
Pond[4]	0.7[3]	0.7	0.5
Wetland	0.8[3]	0.8	0.8
Proprietary treatment systems[5,6]	These must demonstrate that they can address each of the contaminant types to acceptable levels for frequent events up to approximately the 1 in 1 year return period event, for inflow concentrations relevant to the contributing drainage area.		

Tabella 23 - Indici indicativi di mitigazione dei SuDS per gli scarichi nelle acque superficiali (CIRIA SuDS Manual C753)

TABLE 26.4 Indicative SuDS mitigation indices for discharges to groundwater			
Characteristics of the material overlying the proposed infiltration surface, through which the runoff percolates[1]	TSS	Metals	Hydrocarbons
A layer of dense vegetation underlain by a soil with good contaminant attenuation potential[2] of at least 300 mm in depth[3]	0.6[4]	0.5	0.6
A soil with good contaminant attenuation potential[2] of at least 300 mm in depth[3]	0.4[4]	0.3	0.3
Infiltration trench (where a suitable depth of filtration material is included that provides treatment, ie graded gravel with sufficient smaller particles but not single size coarse aggregate such as 20 mm gravel) underlain by a soil with good contaminant attenuation potential[2] of at least 300 mm in depth[3]	0.4[4]	0.4	0.4
Constructed permeable pavement (where a suitable filtration layer is included that provides treatment, and including a geotextile at the base separating the foundation from the subgrade) underlain by a soil with good contaminant attenuation potential[2] of at least 300 mm in depth[3]	0.7	0.6	0.7
Bioretention underlain by a soil with good contaminant attenuation potential[2] of at least 300 mm in depth[3]	0.8[4]	0.8	0.8
Proprietary treatment systems[5, 6]	These must demonstrate that they can address each of the contaminant types to acceptable levels for inflow concentrations relevant to the contributing drainage area.		

Tabella 24 - Indici indicativi di mitigazione dei SuDS per gli scarichi nelle acque sotterranee (CIRIA SuDS Manual C753)